



# **INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ**

TECHNISCHE UNIVERSITÄT CAROLO WILHELMINA  
ZU BRAUNSCHWEIG

## **Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen**

### **Teil 6: Beanspruchung und Verformung von Stahlbetonbauteilen unter Biegung bzw. Biegung und Längskraft bei tiefen Temperaturen**

**Forschungsbericht**

**Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy**

**Dipl.-Ing. U. Pusch**

**März 1987**

**Gefördert von der Stiftung Volkswagenwerk**

PROF. DR.-ING. F. S. ROSTÁSY  
 Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
 Lehrstuhl für Baustoffkunde und Stahlbetonbau

TECHNISCHE UNIVERSITÄT  
 BRAUNSCHWEIG

3300 Braunschweig, den 16.04.1987

Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen

Teil 6: Beanspruchung und Verformung von Stahlbetonbauteilen unter Biegung bzw. Biegung und Längskraft bei tiefen Temperaturen

Forschungsbericht

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy

Dipl.-Ing. U. Pusch

März 1987

BIBLIOTHEK  
 Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
 der Technischen Universität Braunschweig  
 Beethovenstraße 52  
 D-3300 Braunschweig

Gefördert von der Stiftung Volkswagenwerk  
 Az.: I/38 044

# Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen

## Gliederung

- Teil 1    Problemstellung und Versuchsprogramm
- Teil 2    Tieftemperatureigenschaften der verwendeten Baustoffe
- Teil 3    Innerer Zwang in Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen infolge Abkühlung
- Teil 4    Verbundspannungen bei tiefen Temperaturen
- Teil 5    Dehnsteifigkeit und Rißbildung bei tiefen Temperaturen
- Teil 6    Beanspruchung und Verformung von Stahlbetonbauteilen unter Biegung bzw. Biegung und Längskraft bei tiefen Temperaturen
- Teil 7    Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen

## Inhaltsverzeichnis

### Teil 6: Beanspruchung und Verformung von Stahlbetonbauteilen unter Biegung bzw. Biegung und Längskraft bei tiefen Temperaturen

#### 1. Zielsetzung

#### 2. Versuchsprogramm

##### 2.1 Versuchsprogramm zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit des Betons bei tiefen Temperaturen

##### 2.2 Versuchsprogramm zur Untersuchung von "Beanspruchung und Verformung von Stahlbetonbauteilen unter Biegung bzw. Biegung und Längskraft bei tiefen Temperaturen"

###### 2.2.1 Übersicht

###### 2.2.2 Versuchskörper

###### 2.2.3 Baustoffe

###### 2.2.4 Herstellung der Versuchskörper

###### 2.2.5 Lagerung der Versuchskörper

#### 3. Versuchseinrichtung, Messungen und Versuchsdurchführung

##### 3.1 Versuchseinrichtung, Messungen und Versuchsdurchführung zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit des Betons bei tiefen Temperaturen

###### 3.1.1 Versuchseinrichtung

###### 3.1.2 Messungen

###### 3.1.3 Versuchsdurchführung

##### 3.2 Versuchseinrichtung, Messungen und Versuchsdurchführung zur Untersuchung von "Beanspruchung und Verformung von Stahlbetonbauteilen unter Biegung bzw. Biegung und Längskraft bei tiefen Temperaturen"



### 3.2.1 Versuchseinrichtung

### 3.2.2 Meßverfahren und Messungen

#### 3.2.2.1 Messung der Kräfte zur Erzeugung der Biegebeanspruchung

#### 3.2.2.2 Messung der Kräfte zur Erzeugung der Längszugkräfte

#### 3.2.2.3 Messung der Dehnungen

#### 3.2.2.4 Messung der Durchbiegung

#### 3.2.2.5 Messung der Rißbreiten

#### 3.2.2.6 Rißdetektoren

#### 3.2.2.7 Temperaturmessung

### 3.2.3 Versuchsdurchführung

## 4. Innerer thermischer Zwang und Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft

### 4.1 Vorbemerkungen

### 4.2 Allgemeine analytische Beschreibung des inneren thermischen Zwangs in Stahlbetonstäben für Zustand I

### 4.3 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft für Zustand I bei RT und TT

#### 4.3.1 Querschnittswerte für Zustand I

#### 4.3.2 Spannungen und Dehnungen infolge Biegemoment und Normalzugkraft

### 4.4 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge Biegung und Normalzugkraft für Zustand I

### 4.5 Allgemeine analytische Beschreibung des inneren thermischen Zwangs in Stahlbetonstäben für Zustand II

### 4.6 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft für Zustand II

4.6.1 Beanspruchung bei tiefen Temperaturen

4.6.2 Beanspruchung bei Raumtemperatur

4.7 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft sowie infolge inneren thermischen Zwangs für Zustand II

## 5. Versuchsergebnisse

5.1 Versuchsergebnisse zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit des Betons bei tiefen Temperaturen

5.2 Versuchsergebnisse zur Untersuchung von "Beanspruchung und Verformung von Stahlbetonbauteilen unter Biegung bzw. Biegung und Längskraft bei tiefen Temperaturen"

5.2.1 Maßgebende Beanspruchung im Meßbereich infolge Biegung und Normalzugkraft

5.2.2 Temperaturverteilung im Betonquerschnitt während der Abkühlung

5.2.3 Innerer thermischer Zwang infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl - Versuchsergebnisse

5.2.4 Stahldehnungen in der Zugzone

5.2.5 Dehnungen in der Druckzone

5.2.6 Mittlere Krümmung

5.2.7 Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen

5.2.8 Stahldehnungen entlang der Stabachse

5.2.9 Änderung von Biege- und Dehnsteifigkeit durch Rißbildung

5.2.10 Rißbildung

5.2.10.1 Rißbilder nach abgeschlossener Rißbildung

5.2.10.2 Entwicklung des Rißbildes

5.2.10.3 Rißabstände

#### 5.2.10.4 Rißbreiten

#### 5.2.11 Tragfähigkeit der Versuchskörper

### 6. Berechnungsmodell

#### 6.1 Vorbemerkungen

#### 6.2 Analytische Beschreibung der Biegezugfestigkeit von Beton bei tiefen Temperaturen

#### 6.3 Berechnungsmodell für Beanspruchung und Verformung von Stahlbetonbauteilen unter Biegung bzw. Biegung und Längskraft bei tiefen Temperaturen

##### 6.3.1 Biegezugfestigkeit des Betons bei TT

##### 6.3.2 Stahlspannung vor und nach Erstrißbildung

##### 6.3.3 Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen

###### 6.3.3.1 Mittlere Stahldehnung

###### 6.3.3.2 Einfluß der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen auf die Betonranddehnung in der Druckzone

###### 6.3.3.3 Mittlere Krümmung

##### 6.3.4 Biegesteifigkeit und Dehnsteifigkeit

##### 6.3.5 Analytische Beschreibung der Stahlspannung entlang der Stabachse

###### 6.3.5.1 Verbundgesetz für tiefe Temperaturen

###### 6.3.5.2 Stahlspannung entlang der Stabachse

##### 6.3.6 Rißbildung

###### 6.3.6.1 Rißabstände nach abgeschlossener Rißbildung

###### 6.3.6.2 Rißbreiten

### 7. Zusammenfassung

### 8. Literatur

## Verwendete Bezeichnungen

### Allgemeines

RT	Raumtemperatur +20 °C
TT	Tieftemperatur
$\vartheta$	Temperatur

### Abmessungen des Querschnitts

b	Breite
d	Dicke
h	statische Nutzhöhe
$d_1$	Abstand der Bewehrung in der Druckzone vom Druckrand
x	Druckzonenhöhe
$d_2$	$d - h$
$z_{s2}$	$d/2 - d_2$
$z_{s1}$	$d/2 - d_1$
$c_{ib}$	Abstand der Schwerlinie des wirksamen Querschnitts von der Schwerlinie des Betonquerschnitts
a	Abstand der Druckresultierenden vom Druckrand
$c_b$	Betondeckung
$t_e$	effektive Betondeckung

### Bezogene Größen

$\mu_1$	Bewehrungsgrad $\mu_1 = A_{s1}/b \cdot d$
$\mu_2$	Bewehrungsgrad $\mu_2 = A_{s2}/b \cdot d$
$\mu_{ef}$	wirksamer Bewehrungsgrad
$\beta_1$	$\beta_1 = d_1/d$
$\beta_2$	$\beta_2 = d_2/d$

$\lambda$	$\lambda = h/d$
$a$	$a = k_a \cdot x$
$\eta_{s1}$	$\eta_{s1} = z_{s1}/d$
$\eta_{s2}$	$\eta_{s2} = z_{s2}/d$
$\zeta$	$\zeta = c_{ib}/d$
$\delta$	$\delta = H_R/d$
$\alpha$	Völligkeitsbeiwert
$\xi$	$\xi = x/d$
$\bar{N}$	$\bar{N} = N/bd$
$\bar{M}$	$\bar{M} = M/bd^2$

#### Querschnittswerte

$A_i$	ideelle Querschnittsfläche
$J_i$	ideelles Flächenmoment 2. Grades
$W_i$	ideelles Widerstandsmoment
$z_{iu}$	Abstand der Schwerlinie des ideellen Querschnitts gegenüber der Schwerlinie des Betonquerschnitts

#### Schnittgrößen

$M$	Biegemoment, bezogen auf Querschnittsmitte
$N$	Normalzugkraft, angreifend in Querschnittsmitte
$M_R^1$	Biegemoment bei Erstrißbildung
$N_R^1$	Normalkraft bei Erstrißbildung

#### Festigkeitskenngrößen

##### Stahl:

$R_{p0,2}$	0,2 %-Dehngrenze
$R_m$	Zugfestigkeit

$\beta_s$	Streckgrenze
$A_{10}$	Bruchdehnung
$E_s$	Elastizitätsmodul
$\sigma_s$	Stahlspannung
$u_m$	mittlere Feuchte des Betons

#### Beton:

$E_b$	Elastizitätsmodul auf Druck
$E_{bZ}$	Elastizitätsmodul auf Zug
$\beta_c$	Zylinderdruckfestigkeit
$\beta_{SZ}$	Spaltzugfestigkeit
$\beta_Z$	zentrische Zugfestigkeit
$\beta_{BZ}$	Biegezugfestigkeit
$\sigma_b$	Betonspannung
$n$	$n = E_s/E_b$

#### Bewehrung

$A_{s2}$	Querschnittsfläche der Zugbewehrung (Außenrand 2)
$A_{s1}$	Querschnittsfläche der Druckbewehrung (Außenrand 1)
$f_R$	bezogene Rippenfläche
$s$	Stababstand

#### Verformungen

$\epsilon_{b\vartheta 0}$	freie thermische Dehnung des Betons
$\epsilon_{s\vartheta 0}$	freie thermische Dehnung des Stahls
$\Delta \epsilon_{\vartheta 0}$	$\Delta \epsilon_{\vartheta 0} = \epsilon_{s\vartheta 0} - \epsilon_{b\vartheta 0}$
$\bar{\epsilon}_{b\vartheta z}$	reine thermische Zwangdehnung des Betons
$\bar{\epsilon}_{s\vartheta z}$	reine thermische Zwangdehnung des Stahls

$\alpha_{b9}$	Temperaturausdehnungskoeffizient des Betons
$\alpha_{s9}$	Temperaturausdehnungskoeffizient des Stahls
$\bar{\epsilon}_{bo}$	thermische Zwangdehnung des Betons am Außenrand 1
$\bar{\epsilon}_{bu}$	thermische Zwangdehnung des Betons am Außenrand 2
$\bar{\epsilon}_{s2}$	thermische Zwangdehnung des gezogenen Stahls im Zustand II
$\bar{\epsilon}_R$	thermische Zwangdehnung des Betons an der Rißwurzel im Zustand II
$\bar{\epsilon}_o$	thermische Zwangdehnung des Betons am Außenrand 1 im Zustand II
$\bar{\epsilon}_{mR}$	Mittendehnung infolge thermischen Zwangs im Zustand II
$\bar{\kappa}_R$	Krümmung infolge thermischen Zwangs im Zustand II
$\epsilon_{sR}$	Stahldehnung im Rißquerschnitt infolge Lastbeanspruchung
$\epsilon_{bR}$	Betondehnung im Rißquerschnitt infolge Lastbeanspruchung
$\epsilon_{mR}$	Mittendehnung im Rißquerschnitt infolge Lastbeanspruchung
$\kappa_R$	Krümmung im Rißquerschnitt infolge Lastbeanspruchung
$\epsilon^I$	Dehnung im Zustand I
$\epsilon^{II}$	Dehnung im Zustand II
$\epsilon_{sm}$	mittlere Stahldehnung
$\epsilon_{bm}$	mittlere Betondehnung
$\kappa_m$	mittlere Krümmung

## Spannungen

$\sigma_{s9z}$	innere thermische Zwangspannung des Stahls
$\sigma_{b9z}$	innere thermische Zwangspannung des Betons
$\bar{\sigma}_{bR}$	thermische Zwangspannung des Betons an der Rißwurzel im Zustand II
$\bar{\sigma}_{bo}$	thermische Zwangspannung des Betons am Außenrand 1 im Zustand II
$\bar{\sigma}_{s2}$	thermische Zwangspannung des gezogenen Stahls im Zustand II

$\sigma^I$	Spannung im Zustand I
$\sigma^{II}$	Spannung im Zustand II
$\sigma_{sm}$	mittlere Stahlspannung
$\sigma_{bm}$	mittlere Betonspannung

#### Rißbildung

$S_{Rm}$	mittlerer Rißabstand
$S_{Rme}$	mittlerer Rißabstand bei abgeschlossenem Rißbild
$H_R$	Rißtiefe
$w_k = w_{95\%}$	kritische Rißbreite, 95 %-Fraktile
$w_m$	mittlere Rißbreite
$l_1$	Eintragungslänge

#### Steifigkeit

$K_B$	Biegesteifigkeit
$K_{B0}^I$	Biegesteifigkeit des Betonquerschnitts im Zustand I
$k_B$	$k_B = K_B/K_{B0}^I$ bezogene Biegesteifigkeit
$K_D$	Dehnsteifigkeit
$K_{D0}^I$	Dehnsteifigkeit des Betonquerschnitts im Zustand I
$k_D$	$k_D = K_D/K_{D0}^I$ bezogene Dehnsteifigkeit



## 1. Zielsetzung

In /3/ wurden zentrische Zugversuche an Stahlbeton-Dehnkörpern bei tiefen Temperaturen durchgeführt. Diese Versuche simulieren das Verhalten im Zustand II jenes Bereichs der zylindrischen Innenschale eines LNG-Tanks, der vorwiegend durch Ringzug infolge Füllung und Tieftemperatur beansprucht wird.

Am Fuß der Wand des zylindrischen Innentanks herrscht im Regelbetrieb eine überwiegende Biegebeanspruchung infolge LNG-Flüssigkeitsdruck vor. Dies gilt auch für den Außentank im Störfall der vollständigen Ringspaltfüllung mit LNG (Globales Leck). In den beiden hypothetischen Katastrophenfällen "Globales Leck" oder "Aufreißen" des Innentanks kommt es zu einer einseitigen schockartigen Abkühlung der Außenwand. Der hieraus resultierende Temperaturgradient bewirkt in der Außenwand in einem gewissen Abstand von der Fußbeanspruchung Biegezwang und im Bereich des Wandfußes aufgrund der Behinderung der Radialverformung der Wand durch die Bodenplatte zusätzlich zentrische Zwangbeanspruchung.

In der vorliegenden Forschungsarbeit wird über Biegeversuche an Versuchskörpern berichtet. Auf Basis der Ergebnisse wird ein Berechnungsmodell für die Anwendung von Stahlbeton- und Spannbeton bei tiefen Temperaturen entwickelt.

Zur Idealisierung der o.g. Beanspruchungszustände in LNG-Behälter-Bauteilen wurden zwei Arten von Biegeprüfungen vorgenommen:

Zunächst wurden Versuchskörper hergestellt, die durch Biegung beansprucht wurden. In einem weiteren Versuchsabschnitt wurden Versuchskörper untersucht, die zusätzlich zur Biegebeanspruchung mit einer Längszugkraft beansprucht wurden. Neben der Beanspruchungsart wurden als Versuchsparameter die Prüftemperatur, der Bewehrungsgrad und der Stahldurchmesser gewählt.

Im folgenden werden jene Fragen sowie deren Bedeutung zusammengestellt, ohne deren Beantwortung der Konstrukteur nicht in der Lage ist, LNG-Behälter-Bauteile sowohl flüssigkeits- und gasdicht als auch wirtschaftlich bemessen zu können:

- Sowohl der Innen- als auch der Außenbehälter werden bislang ohne Berücksichtigung der höheren Festigkeiten von Baustoffen und der Selbstvorspannung von Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauteilen infolge tiefer Temperaturen bemessen. Beim Innenbehälter ist dies berechtigt, da vor der Inbetriebnahme der Innenbehälter zur Dichtigkeitsprüfung bei Normaltemperaturen mit Wasser gefüllt wird. Dagegen kann beim Außenbehälter eine solche Bemessung zu einer zu geringen Auslegung der Oberflächenbewehrung führen, bedenkt man, daß sich im Störfall bei der Ausbildung des Temperaturgradienten am sich verfestigenden Wandbauteil höhere Zwangsschnittgrößen einstellen können. Klaffende Risse können damit die Dichtigkeit wesentlich beeinträchtigen.

Es ist demnach ein Berechnungsmodell aufzustellen, mit dem das Tragverhalten sowie die Steifigkeit des Verbundquerschnitts Stahl- bzw. Spannbeton unter Berücksichtigung der Baustoffverfestigung infolge tiefer Temperaturen und der Selbstvorspannung beschrieben werden kann.

- Eine wesentliche Aufgabe bei der Bemessung von Behälterbauteilen besteht in der Ermittlung der Druckzonenhöhe. Diese stellt ein Kriterium für die Gas- und Flüssigkeitsdichtigkeit von Außenbehältern dar.
- Zur Vermeidung von Schäden am Liner, dessen Befestigung und an Einbauteilen müssen die Verformungen unter Ansatz der wirklichkeitsnahen Biege- und Dehnsteifigkeiten sicher abgeschätzt werden. Hierzu sind Momenten-Krümmungs- und Normalkraft-Dehnungs-Beziehungen zu formulieren.
- Eine der Hauptanforderungen, die an LNG-Behälter gestellt werden, ist deren Gas- und Flüssigkeitsdichtigkeit während und nach Störfällen. Wenige klaffende Risse mit großen Rißabständen können die Dichtigkeit nachteilig beeinflussen.

Es ist das Ziel dieses Vorhabens, unter Berücksichtigung der Parameter Beanspruchungsart (Biegung, bzw. Biegung und Längszugkraft), Prüftemperatur, Bewehrungsgrad und Stabstahldurchmesser die Verformung, Rißentwicklung und die damit einhergehende Abnahme von Biege- und Dehnsteifigkeit von Stahlbeton-Bauteilen bei tiefen Temperaturen zu studieren.

Begleitend werden an Biegebalken die Biegezugfestigkeit u.a. Festigkeitswerte bei tiefen Temperaturen untersucht. Mit dieser Studie soll überprüft werden, ob die bei Normaltemperatur gültigen Zusammenhänge zwischen Druckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit und Biegezugfestigkeit von Normalbeton auch bei tiefen Temperaturen zutreffen. Darüber hinaus soll geklärt werden, nach welchem Berechnungsmodell bei tiefen Temperaturen von der Betonbiegezugfestigkeit, die an Biegebalken 15/15/70 cm<sup>3</sup> ermittelt wird, auf die zu erwartende Betonzugfestigkeit von praxisnahen Betonbauteilen geschlossen werden kann.

Gemäß /1/ wurde das Forschungsvorhaben "Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen" in 7 Abschnitte unterteilt, wobei hier der Teil 6 mit dem Titel "Verformungsverhalten von Wandausschnitten bei tiefen Temperaturen" überschrieben wurde. Um in treffender Form auf die wesentlichen Parameter der Beanspruchungsart hinzuweisen, erhält der Teil 6 in Abänderung zu /1/ den Titel "Beanspruchung und Verformung von Stahlbetonbauteilen unter Biegung bzw. Biegung und Längskraft bei tiefen Temperaturen".

Mit der vorliegenden Forschungsarbeit soll ein Beitrag zur Lösung der zuvor genannten Probleme geliefert werden.

## 2. Versuchsprogramm

### 2.1 Versuchsprogramm zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit des Betons bei tiefen Temperaturen

Zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit bei tiefen Temperaturen wurden Biegebalken nach DIN 1048, Teil 1 mit den Abmessungen 15/15/70 cm<sup>3</sup> verwendet.

Der einzige Parameter war die Prüftemperatur:  $\vartheta = +20, -20, -40, -60, -80, -100, -135, -170$  °C.

Um die Ergebnisse mit den Spaltzug- und Druckfestigkeiten gemäß Teil 2 sowie mit den Biegezugfestigkeiten der später beschriebenen Versuchskörper vergleichen zu können, wurde einheitlich ein PZ-Beton B25 mit einem Mischungsverhältnis 1:6,4:0,8 GT gewählt. Die Biegebalken 15/15/70 cm<sup>3</sup> wur-

den begleitend mit den Versuchskörpern hergestellt. Sie wurden in Stahlschalungen hergestellt und mit Innenrüttlern verdichtet. Die Zusammensetzung des Betons sowie die wesentlichen mechanischen Eigenschaften bei Raumtemperatur sind der Tabelle 2.1 zu entnehmen.

Nach 7-tägiger Lagerung unter feuchten Tüchern wurden alle Biegebalken - auch hier den Versuchskörpern entsprechend - durch Folie versiegelt, um die Betonfeuchte bis zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung konstant zu halten.

In Anbetracht der zu erwartenden Streuungen wurden je Prüftemperatur i.d.R. 5 Biegebalken geprüft.

## 2.2 Versuchsprogramm zur Untersuchung von "Beanspruchung und Verformung von Stahlbetonbauteilen unter Biegung bzw. Biegung und Längskraft bei tiefen Temperaturen"

### 2.2.1 Übersicht

Die Untersuchungen von Verformung und Rißbildung von Stahlbetonbauteilen bei tiefen Temperaturen wurden an 10 bewehrten Versuchskörpern vorgenommen.

Dabei wurden folgende Versuchsparameter gewählt:

- Beanspruchungsart: Biegung, Biegung und Längszugkraft
- Prüftemperatur:  $\vartheta = +20\text{ }^{\circ}\text{C}$ ;  $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$ ;  $-170\text{ }^{\circ}\text{C}$
- Bewehrungsgrad:  $\mu = 0,50\text{ }%$ ;  $0,96\text{ }%$
- Stabstahldurchmesser:  $d_s = 16\text{ mm}$ ;  $22\text{ mm}$

Sämtliche Versuchskörper lagerten nach der Herstellung bis zur Versuchsdurchführung versiegelt in Folie. Die Tabelle 2.2 gibt einen Überblick über die Parameter der Biegeversuche.

### 2.2.2 Versuchskörper

Die Versuchskörper hatten einen Querschnitt mit den Abmessungen  $b/d = 20/40\text{ cm}$  und eine Länge  $l = 380\text{ cm}$ . Die Hauptbewehrung am Zug- und Druckrand - aus BSt 420/500 RU - bestand aus Stäben  $2 \times 2\text{ } \varnothing 16$  bzw.  $2 \times 2\text{ } \varnothing 22$  (s. Tab. 2.2). Die Betondeckung betrug  $c = 2\text{ } d_s$  (s. Bild 2.1 und 2.2).

Um die freie Rißbildung nicht zu beeinträchtigen, wurden im Meßbereich - in der Zone mit  $M = \text{const.}$  - keine Bügel eingebaut. Bügel wurden nur im Bereich der Einleitung des Biegemoments zur Aufnahme der Querkraft angeordnet. Sie dienten gleichzeitig zur Lagesicherung der Hauptbewehrung. Um ein vorzeitiges Biegeversagen im Einleitungsbereich zu verhindern, wurden hier zusätzliche Bewehrungsstäbe in der Zugzone angeordnet. Für die Aufnahme der Spaltzugkräfte infolge der Lasteinleitung wurden horizontale Schlaufen an den Versuchskörperenden eingebaut.

Die Einleitung der Längszugkraft bei den Versuchskörpern N1 - N5 erfolgte über Verbund mit über den Umfang des Querschnitts verteilten dünnen Stahlstäben unter Einschluß der Hauptbewehrung. Mit der schon beschriebenen engen Verbügelung sollte das Absprengen des Betons im Einleitungsbereich vermieden werden.

Unter Berücksichtigung der Störzone seitlich der Auflagerpunkte, die aus der Lasteinleitung in den Querschnitt resultiert, wurde eine Meßlänge mit  $l = 160 \text{ cm}$  zwischen den Auflagern mit Abstand  $a = 210 \text{ cm}$  festgelegt.

Zur Messung der Rißbreite und des Spannungsverlaufs entlang der Stahlachse im Bereich des Risses wurden auf der freien Meßlänge 2 Sollbruchstellen angeordnet. Zur Schwächung der Biegezugzone wurde je Sollbruchstelle ein Trennblech mit der Dicke  $t = 1 \text{ mm}$  auf eine Bügelleiter aus Stabdurchmessern von  $6 \text{ mm}$  geschweißt. Diese Bügelleitern sorgten gleichzeitig für die Lagesicherung der Hauptbewehrung im unverbügelten Bereich zwischen den Auflagern. Die Lage der Sollbruchstellen sowie die Lage der Trennbleche im Querschnitt der Versuchskörper ist den Bildern 2.1 und 2.2 zu entnehmen.

### 2.2.3 Baustoffe

Zur Auswertung der vorliegenden Versuche sind Rechenansätze zur analytischen Beschreibung des Materialverhaltens von Beton und Betonstahl bei tiefen Temperaturen erforderlich. Im folgenden werden nur die wesentlichen Angaben gemacht. Zur weitergehenden Information sei hier auf den Teil 2 der Forschungsarbeit /1/ verwiesen.

Für alle Versuchskörper wurde ein PZ-Beton B25 mit einem Mischungsverhältnis 1:6,4:0,8 GT gewählt. Wesentliche Angaben zur Zusammensetzung sowie Eigenschaften bei RT sind der Tabelle 2.1 zu entnehmen. Mit den Gleichungen (3), (9) und (12) von Teil 2 des vorliegenden Forschungsberichtes /1/ und unter Berücksichtigung von  $\beta_c = 0,81$   $\beta_{w15}$  lassen sich hieraus die Tieftemperatureigenschaften des verwendeten Betons berechnen (Tab. 2.3). Die Berechnung wird hier nur für die hier interessierenden Temperaturstufen  $\vartheta = +20, -100 -170$  °C vorgenommen.

Da z.Z. das thermische Dehnverhalten von Beton noch nicht einheitlich formuliert werden kann, muß hier bei der Auswertung zunächst noch von Versuchsergebnissen ausgegangen werden. Bild 2.3 zeigt das thermische Dehnverhalten des Betons mit einer mittleren Feuchte  $u_m = 7,69$  %.

Die gesamte Bewehrung bestand aus Betonstahl BSt 420/500 RU. Die Stabdurchmesser der Hauptbewehrung (Längsstäbe) waren  $d_s = 16$  mm bzw. 22 mm.

Die mechanischen Kennwerte sind für RT und TT in der Tabelle 2.4 zusammengestellt. Die Rechenwerte für den Stahl-E-Modul bei TT ergeben sich durch Auswertung der Gl. (14) von /1/, Teil 2.

#### 2.2.4 Herstellung der Versuchskörper

Boden und Seitenteile der Schalung bestanden aus kunststoffbeschichteten Schaltafeln. Bei den Versuchskörpern N1 - N5 wurde das Schalbrett an den Trägerenden als Schablone ausgebildet. Diese garantierte die Lagesicherung der Lasteinleitungsbewehrung (Hauptbewehrung und zusätzliche Anschlußstäbe), so daß die Stirnplatten später einwandfrei montiert werden konnten.

Der Bewehrungskorb wurde so in der Schalung verlegt, daß die gezogene Längsbewehrung unten, also im guten Verbundbereich lag. Die Versuchskörper wurden unmittelbar vor der Versuchsdurchführung um  $180^\circ$  in ihre Sollprüflage gedreht. Das Bild 2.4 zeigt beispielhaft einen Bewehrungskorb und eine Schalung mit eingesetztem Bewehrungskorb.

Der Beton wurde in einem 350 l-Zwangsmischer hergestellt. Der Beton wurde in 3 Lagen eingebracht und mit Innenrüttlern verdichtet. Je Betonage wurden 3 bzw. 4 Versuchskörper hergestellt. Begleitend wurden bei jeder Betonage Würfel mit 15 cm Kantenlänge und Zylinder mit  $\varnothing$  15 cm,  $h = 30$  cm hergestellt. An diesen wurden nach DIN 1048 nach 28 Tagen und bei Versuchsdurchführung Druck-, Spaltzugfestigkeit und Druck-Elastizitätsmodul bei RT bestimmt.

#### 2.2.5 Lagerung der Versuchskörper

24 Std. nach Herstellung der Versuchskörper wurde die Seitenschalung entfernt. Anschließend lagerten die Versuchskörper 7 Tage unter feuchten Tüchern. Zur Nachbildung der Feuchteverhältnisse in dicken Betonbauteilen bzw. unmittelbar hinter dem Stahlliner wurden für sämtliche Versuchskörper die folgenden Lagerungsbedingungen gewählt: Versiegelung in Folie und Lagerung bis zur Versuchsdurchführung im Alter von ca. 160 Tagen in der Prüfhalle bei rd.  $+20^{\circ}\text{C}$  und 70 % r.F.

Die Versiegelung bestand aus einer eng am Betonkörper anliegenden Aluminiumfolie und einer selbstklebenden PVC-Folie. Damit waren Änderungen der Ausgangsfeuchte des Betons während der Lagerungsdauer weitgehend ausgeschlossen.

### 3. Versuchseinrichtung, Messungen und Versuchsdurchführung

#### 3.1 Versuchseinrichtung, Messungen und Versuchsdurchführung zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit des Betons bei tiefen Temperaturen

##### 3.1.1 Versuchseinrichtung

Zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit von Beton bei TT wurde eine Kältekammer entwickelt, die die geregelte Abkühlung der Proben auf beliebige Temperaturen im Bereich  $\vartheta = +20$  bis  $-190^{\circ}\text{C}$  erlaubt.

Die Größe des Innenraumes der Kältekammer  $32/45/100\text{ cm}^3$  ergab sich aus den Abmessungen  $15/15/70\text{ cm}^3$  der Biegebalken nach DIN 1048, Teil 1 (Bild 3.1). Für den Wandaufbau der Kammer wurde eine 2-schalige Konstruktion aus Holz-

schalplatten (Dicke = 20 mm) mit einer Ausfütterung aus einer 50 mm dicken Hartschaumschicht zur Wärmedämmung gewählt. Die Vorderwand wurde dabei als Schiebetür ausgebildet. Die Kältekammer wurde in eine 250 kN-Scheitel-druck-Prüfmaschine eingebaut.

Der Wagen der Prüfmaschine war der Tisch für die Belastungsvorrichtung. Eines der Auflager bestand aus einer Stahlplatte mit einem Halbrund als Auflagerschneide. Die Stahlplatte wurde auf ein Grundblech geschweißt und durch eine Öffnung im Kammerboden in die Kammer geführt. Die Stahlplatte des anderen Auflagers wurde quer zur Längsachse der Biegebalken pendelnd gelagert (Bild 3.1); damit war das Aufliegen von Biegebalken gewährleistet. Der Abstand der Auflager betrug nach DIN 1048  $a = 60$  cm. Entsprechend wurden die Belastungsstempel konstruiert, die den Biegebalken in den Drittelpunkten zwischen den Auflagern belasteten. Die Belastungsvorrichtung wurde über eine Klemmkonstruktion (s. Bild 3.1) am Schwert der Prüfmaschine befestigt.

Als Kühlmittel wurde Flüssigstickstoff verwendet, der mittels eines Propellers im Kühlraum zerstäubt wurde. Im Inneren der Kammer angebrachte Luftleitbretter sorgten dafür, daß der Biegebalken gleichmäßig mit vernebeltem Flüssigstickstoff umströmt wurde. Die Regelung der Kammertemperatur erfolgte über einen PID-Zweipunktregler, der von einem PT-100-Fühler in der Kammer das Temperatursignal bekommt und das Magnetventil für die  $\text{LN}_2$ -Einspritzung öffnet bzw. schließt.

### 3.1.2 Messungen

Es ist das wesentliche Ziel dieser Studie, die Biegezugfestigkeit von Beton bei tiefen Temperaturen zu ermitteln und die Zusammenhänge zwischen Druckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit und Biegezugfestigkeit zu formulieren. Außerdem soll die Biegezugbruchdehnung, der Zug-Elastizitätsmodul und der Druck-Elastizitätsmodul von Beton im Bereich tiefer Temperaturen untersucht werden.

Zur Ermittlung dieser mechanischen Materialkennwerte wurden folgende Messungen vorgenommen:



- Kraftmessung: mittels in der Prüfmaschine eingebauter Kraftmeßdose
- Dehnungsmessung in der Zugzone (Unterseite des Biegebalkens): mittels tieftemperaturgeeigneter Beton-Dehnmeßstreifen der Fa. Hottinger vom Typ LP 21 mit einer Meßlänge von 60 mm
- Dehnungsmessung in der Druckzone (Oberseite des Probekörpers), auszugsweise nur für  $\vartheta = +20, -100 - 170^{\circ}\text{C}$ : mittels DMS, wie zuvor beschrieben
- Temperatur der Biegebalken: mittels einbetonierter Fe-Konstantan-Thermoelemente

Die Verwendung von Quarzglasstäben bzw. Invarstahlstäben zur Messung der Betondehnungen war nicht möglich, da eine Zerstörung der Instrumentierung beim Bruch nicht zu vermeiden gewesen wäre. Aus diesem Grunde wurde auf Beton-Dehnmeßstreifen zurückgegriffen.

Zur Kontrolle der symmetrischen Biegebeanspruchung der Probekörper wurden die DMS an der Ober- und Unterseite jeweils paarweise angeordnet. Das Bild 3.1 zeigt die Lage der DMS.

Für die Wahl der Abkühlungsgeschwindigkeit war es entscheidend, die Temperaturdifferenz zwischen Probenoberfläche und -zentrum und damit auch die Eigenspannungen in Grenzen zu halten. Zur Überprüfung der Temperaturdifferenz wurde ein Biegebalken gleicher Abmessungen mit jeweils einem einbetoniertem Thermoelement in Querschnittsmitte und unmittelbar unter der Betonoberfläche in seitlicher Lage hergestellt. Eine Abkühlung dieser Probe mit einer Geschwindigkeit von  $\dot{\vartheta} = 0,5^{\circ}\text{K/min}$ , die in der Kammer gemessen wurde, ergab eine maximale Temperaturdifferenz von  $16^{\circ}\text{C}$ . Die thermischen Spannungen liegen bei dieser Temperaturdifferenz deutlich unter der Zugfestigkeit des Betons.

### 3.1.3 Versuchsdurchführung

Die Biegebalken wurden so eingebaut, daß die Biegedruckzone von der Balkenseite gebildet wurde, die beim Betonieren oben lag. Zunächst wurden die Proben mit der konstanten Geschwindigkeit von  $\dot{\vartheta} = 0,5^{\circ}\text{K/min}$  auf die gewünschte Tieftemperatur abgekühlt. Die Temperatur wurde so lange konstant gehalten, bis sich über den gesamten Betonquerschnitt ein homogenes Tem-

peraturfeld aufgebaut hatte. Dies dauerte gemäß Vorversuch ca. 1 Std. Anschließend wurde die Belastung aufgebracht und bis zum Bruch gesteigert. Die Laststeigerung erfolgte nach DIN 1048 mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit von ca. 280 N in der Sekunde. Während der Belastung wurden die Last sowie die Betondehnungen mit einem Linienschreiber aufgezeichnet.

### 3.2 Versuchseinrichtung, Messungen und Versuchsdurchführung zur Untersuchung von "Beanspruchung und Verformung von Stahlbetonbauteilen unter Biegung bzw. Biegung und Längskraft bei tiefen Temperaturen"

#### 3.2.1 Versuchseinrichtung

Das Bild 3.2 zeigt eine Übersicht über den Versuchsaufbau. Er setzt sich aus folgenden Elementen zusammen: Prüfraumen mit biegesteifen Konsolen, hydraulische Pressen zur Erzeugung der Biegebeanspruchung über Vertikalkräfte, hydraulische Pressen zur Erzeugung der Längszugkräfte, Zugglieder mit Kugelkalotten, Kraftmeßdosen, Verankerungen und Gelenkverbindungen als Anschluß an den Versuchskörper sowie die Kältekammer mit eingebautem Versuchskörper.

Die Kältekammer hatte Abmessungen von 5,00/0,70/0,65 m<sup>3</sup>. Die Versorgung der Kammer erfolgte mit flüssigem Stickstoff als Kühlmittel, der über 5 unabhängig voneinander steuerbare Zuführungen mittels 5 Propeller in der Kammer zerstäubt wurde. Zur gleichmäßigen Umströmung der Versuchskörper mit LN<sub>2</sub> wurden in der Kammer Leitbleche montiert. Mittels der speziell für diese Versuche entwickelten Regelung und der Kammerkonstruktion konnte die Abkühlung mit beliebigen Abkühlgeschwindigkeiten auf beliebige Tieftemperaturen im Bereich  $\vartheta = +20\text{ }^{\circ}\text{C}$  bis  $-190\text{ }^{\circ}\text{C}$  vorgenommen werden.

Als statisches System der Versuchskörper wurde ein Einfeldträger mit beidseitigem Kragarm gewählt. Um die Längskraftverluste infolge Auflagerreibung im Meßbereich zwischen den Auflagern möglichst klein zu halten, wurden die Auflager als Rollenlager ausgebildet. Die Auflagerkräfte wurden über 2 Auflagertische, die aus ausgesteiften IPB 320 bestanden, in die Kellerbodenplatte der Prüfhalle geleitet. Die IPB 320 ruhten auf einem Mörtelbett zwischen den beiden Längsträgern des Spannbettes.

Die Einleitung der Vertikalkräfte an den Kragarmenden zur Erzeugung eines konstanten Momentenverlaufes zwischen den Auflagern erfolgte über 250 kN-Pressen. Die Pressen stützten sich bei Lastaufbringung gegen die 1 m dicke kreuzweise vorgespannte Betondecke ab (Bild 3.4). Voruntersuchungen hatten ergeben, daß die Durchbiegung der Decke unter den zu erwartenden Pressenkräften vernachlässigbar klein war. Zur Durchführung der Pressenspindeln in den Kammerinnenraum mußten in der Kammerdecke Öffnungen angeordnet werden.

Als Zugglied zur Einleitung der Längskraft wurde an beiden Seiten ein Sigma Spannstahl St 1080/1230 mit einem Durchmesser  $d_s = 36$  mm und aufgerolltem Gewinde verwendet. Zum Anschluß der Längszugkraft an die Enden der Versuchskörper wurden Haupt- und Zulagebewehrung durch Bohrungen einer ca. 80 mm dicken Ankerplatte geführt. Die Stirnplatten wurden an der herausragenden Anschlußbewehrung bei den RT-Versuchen durch aufgeschweißte Laschen verankert, bei den TT-Versuchen über Verbund durch einen ca. 180 mm dicken Betonklotz der Güte B 55 (Bild 3.5). Als Verbindung von Zugglied und Stirnplatte kam eine Gelenkkonstruktion in Frage, um nicht unkontrollierte Momente aus der Längszugkraft am verformten Kragarmende im Versuchskörper zu erhalten. Hierzu wurde eine Bolzenverbindung mit seitlichen Stahlzuglaschen und Ankerblock gemäß Bild 3.3 hergestellt.

Zur Beanspruchung der Versuchskörper auf Längszug stand eine Spannbettkonstruktion zur Verfügung, die aus Längsträgern mit biegesteif angeschlossenen Konsolen als Widerlager, 2 Hydraulikzylindern, 2 Ankerbarren, Ankerplatten, Kugelkalotten und Kraftmeßdosen bestand. Die Zugkraft im Versuchskörper wurde erzeugt, indem sich die Hydraulikzylinder horizontal gegen die Widerlagerkonsolen abstützten und den Ankerbarren mit dem auf der Rückseite verankerten Zugglied in horizontaler Richtung bewegten (Bild 3.4). Die andere Seite des Spannbettes wurde in entsprechender Form als reines Widerlager (ohne Zylinderpressen) konzipiert. Sämtliche Bauelemente waren in ihrer Lage leicht justierbar, so daß die zentrische Einleitung der Zugkraft in den Versuchskörper gewährleistet war.

Um die Kühlmittelverluste möglichst klein zu halten, wurden die Undichtigkeiten an den Durchführungen von Pressenspindeln, Zugglieder und Auflagerkonstruktionen in den Kammerinnenraum mit Dämmschaum behoben.

### 3.2.2 Meßverfahren und Messungen

#### 3.2.2.1 Messung der Kräfte zur Erzeugung der Biegebeanspruchung

Auf die Verwendung von Kraftmeßdosen (KMD) in der Kammer mußte wegen ungenauer Messungen und möglicher Beschädigungen infolge Tieftemperatureinwirkung verzichtet werden. Die Kraftmessung konnte daher nur über den Öldruckaufnehmer vorgenommen werden. Eichversuche bei RT zeigten, daß die Kraftmessung mittels Öldruckaufnehmer ausreichend genau mit der Kraftmessung mittels KMD übereinstimmte. Die Meßsignale des Öldruckaufnehmers wurden mit Meßverstärkern auf Digitalvoltmeter und Linienschreiber übertragen, so daß während der gesamten Versuchsdauer die Kraftbeanspruchung kontinuierlich kontrolliert werden konnte. Gleichzeitig konnte aus dem Kraftverlauf in der Aufzeichnung auf den Zeitpunkt der Entstehung von Rissen im Biegeträger geschlossen werden. Bei der gewählten Kraftsteuerung war die Rißentstehung an einem kurzzeitigen geringfügigen Kraftabfall mit sofortigem Wiederanstieg der Kraft auf die Rißlast zu erkennen.

#### 3.2.2.2 Messung der Kräfte zur Erzeugung der Längszugkräfte

Die Kraftmessung wurde an der Spannanker- und an der Festankerseite vorgenommen (Bild 3.2). Damit konnten die Kraftverluste infolge Reibung an den Rollenauflagern und so die effektive Längszugkraft im Meßbereich ermittelt werden. Verwendet wurden 4 Ringkraftmeßdosen C 6 (Hersteller: Hottinger Baldwin Meßtechnik GmbH) mit einer Nennlast von 1000 kN. Die Registrierung der Lasten erfolgte während der Versuchsdurchführung über Meßverstärker, Digitalvoltmeter und Linienschreiber.

#### 3.2.2.3 Messung der Dehnungen

Zur Messung der mittleren Dehnung über die Risse hinweg wurden induktive Wegaufnehmer der Firma Hottinger und Meßstäbe  $d_s = 6 \text{ mm}$  aus Invar verwendet. Invarstahl weist bei geringen Temperaturschwankungen vernachlässigbar kleine Änderungen der thermischen Dehnung auf. Unter Berücksichtigung des

Krafteinleitungsbereiches an den Auflagern wurde eine Meßlänge  $l = 1600 \text{ mm}$  festgelegt. Die mittlere Dehnung wurde je 2-fach in der Zugzone an der Trägeroberseite (Wegaufnehmer Typ W20) und in Höhe der gezogenen Bewehrung (Typ W10) gemessen, in der Druckzone 2-fach an der Trägerunterseite (Typ W 5). Um zu vermeiden, daß bei zufälliger Rißbildung an den Wegaufnehmerhalterungen das gesamte Meßsystem ausfällt, wurde die Meßbasis an der Trägeroberseite um 5 cm versetzt (Bilder 3.6 und 3.7).

Während der Versuche wurden die mittleren Dehnungen, die beidseitig des Trägers in Höhe des gezogenen Stahls gemessen wurden, über Linienschreiber aufgetragen. Aus z.T. beobachteten Dehnungssprüngen konnte damit während des Versuchs das Entstehen von Rissen festgestellt werden.

Zur Messung der Stahldehnungen waren für die Stäbe in der Zugzone je 8 tieftemperaturgeeignete Cu-Ni-DMS (KFL-1-C1-11 der Firma Kyowa), für die Stäbe in der Druckzone je 2 DMS vorgesehen. Die DMS der gezogenen Bewehrung waren an der Sollbruchstelle sowie zu beiden Seiten in einem Abstand von 2,5 cm bzw. 5,0 cm angeordnet. Die Druckbewehrung erhielt je Sollbruchstelle 1 DMS. Genauere Angaben sind den Bildern 3.6 und 3.7 zu entnehmen. Die DMS wurden entlang der Längsrippe aufgeklebt, um den Verbund möglichst wenig zu beeinträchtigen. Nichtklebende Teflonfolie und tieftemperaturgeeignetes Schutzmaterial dienten zum Schutz und zur Isolierung von DMS und Lötstellen. Die mit DMS bestückten Meßstäbe wurden so in die Schalung eingebaut, daß die beiden Längsrippen der Bewehrungsstäbe in einer Höhe lagen und die DMS zum Inneren des Betonquerschnitts hin gerichtet waren (Bild 3.8).

#### 3.2.2.4 Messung der Durchbiegung

Zur Aufzeichnung der Biegelinie und zur Ermittlung der Krümmung im Meßbereich mußte an definierten Stellen die vertikale Durchbiegung der Versuchskörper gemessen werden. Diese Meßstellen waren die Mittendurchbiegung, die Durchbiegungen an den Viertelpunkten zwischen den Auflagern und die Durchbiegung an den Auflagern, wobei die letztere aus einem nicht vermeidbaren Spiel in der Auflagerkonstruktion und im evtl. nachgiebigem Kellerboden resultierte. Um den Einfluß der am verformten System angrei-

fenden Längszugkraft auf die Biegebeanspruchung zu überprüfen, wurde bei den Versuchskörpern N1 bis N5 zusätzlich die Durchbiegung an den Stirnplatten (Gelenkanschuß) gemessen.

Sämtliche Durchbiegungsmessungen wurden mittels induktiver Wegaufnehmer der Fa. Hottinger und Quarzglas als Meßstäbe durchgeführt. Folgende Wegaufnehmertypen wurden verwendet: für die Mittendurchbiegung und die Durchbiegung in den Viertelpunkten Wegaufnehmer (WA) vom Typ W10, für die Durchbiegung an den Auflagern WA vom Typ W5 TK und für die Durchbiegung an den Stirnplatten WA vom Typ W20. Mit dem Einsatz von Quarzglas für die Meßstäbe konnten die thermischen Dehnungen infolge von Temperaturschwankungen vernachlässigbar klein gehalten werden. Als Träger von Wegaufnehmer und Quarzglasstäben wurde ein stählerner Rahmen konstruiert, der an der Kellerdecke als Festpunkt (s. Abschn. 3.2.1) montiert wurde. Die Quarzglasstäbe wurden durch die Kammerdecke auf die Oberseite der Versuchskörper geführt. Zur Fixierung der unteren Quarzglasspitze an den gewünschten Meßstellen wurden Metallplättchen mit einer eingelassenen Nut auf der Oberseite der Versuchskörper aufgeklebt (Bilder 3.8 und 3.9). Durch diese Nut waren die unteren Enden der Quarzglasstäbe vertikal und horizontal gehalten. Während der Belastungsphase wurde die Entwicklung der Mittendurchbiegung über einen Linienschreiber aufgezeichnet.

#### 3.2.2.5 Messung der Rißbreiten

Die Messung der Rißbreiten konnte aus versuchstechnischen Gründen nur an den Sollbruchstellen durchgeführt werden. Die Rißbreiten wurden hier auf der Trägersoberseite, in Höhe des gezogenen Stahls und 15 cm unterhalb der Trägersoberkante gemessen (Bilder 3.6 und 3.7).

Zur Messung der Rißbreiten in der geschlossenen Kältekammer bei tiefen Temperaturen konnte nicht auf die konventionellen Methoden zurückgegriffen werden. Aus diesem Grunde wurde das in Bild 3.10 dargestellte Rißbreitenmeßsystem entwickelt, das i.w. aus einem Federstahl und einem Taststift bestand. Der Federstahl mit den Abmessungen  $b/d/h = 10/0,3/45$  mm wurde in einer Nut eines Messingfußes eingesetzt und verlötet. Auf beiden Seiten des Federstahls wurde ein tieftemperaturgeeigneter Cu-Ni-DMS aufgeklebt.

Die DMS wurden als Halbbrücke geschaltet. Zur Bestimmung der Abhängigkeit der Widerstandsänderung von der Auslenkung des Federbleches in Höhe des Taststiftes wurde für jeden Rißbreitenmesser und für jede Temperatur eine gesonderte Eichung vorgenommen. Dies geschah in einer speziell für diese Untersuchung konzipierten Eichvorrichtung, die in einer Kältekammer eingebaut war. Eichungen vor und nach den Biegeversuchen ergaben eine befriedigende Konstanz der Kennlinien (K-Faktor), die für die Auswertung der Meßergebnisse erforderlich waren.

Zur Messung der Rißbreiten der Versuchskörper wurden das beschriebene Meßsystem mittels TT-Kleber auf der Betonoberfläche aufgeklebt und der Federstahl durch den Taststift vorgespannt.

#### 3.2.2.6 Rißdetektoren

Zur Registrierung der Rißentstehung in der geschlossenen Kältekammer bei TT wurden Rißdetektoren auf Graphitbasis verwendet, die von einer Vielstellenmeßanlage abgefragt wurden. Der elektrische Leiter war eine 10 mm breite und 150 mm lange Graphitschicht mit an den Enden aufgeklebten Anschlußplättchen aus Messing mit Anschlußdraht. Die Abfrage der Widerstände der Rißdetektoren wurde unmittelbar nach dem Aufbringen der Laststufen vorgenommen. Die Entwicklung der Widerstände mit der Laststufenerhöhung wurde über den Meßverstärker auf einem Drucker angezeigt. Ein sprunghafter Anstieg des Widerstandes bis auf einige 100 k $\Omega$  bedeutete, daß ein Riß die entsprechende Leiterschicht kreuzte. Der Ort des Risses konnte durch Verschachtelung der Leiterbahnen auf der Betonoberfläche der Versuchskörper auf  $\pm 2,5$  cm genau angegeben werden.

Insgesamt waren je Versuchskörper 3 Reihen mit je 20 Leiterbahnen vorgesehen: eine Reihe auf der Oberseite, zwei Reihen an der vorderen Seitenfläche. Genaue Angaben zur Anordnung sind den Bildern 3.6 und 3.7 zu entnehmen.

#### 3.2.2.7 Temperaturmessung

Bei der Wahl der Abkühlgeschwindigkeit war entscheidend, daß infolge eines zu hohen Temperaturgradienten über dem Querschnitt keine Eigenspannungs-

risse auftreten durften. An Vergleichs-Betonkörpern mit den Abmessungen  $b/d/l = 10/40/100$  cm wurde in Vorversuchen für unterschiedliche Abkühlgeschwindigkeiten das Temperaturfeld ermittelt. Zur Messung der Temperaturen wurden Eisen-Konstantan-Thermoelemente eingesetzt. Bei einer Abkühlgeschwindigkeit von  $\dot{\vartheta} = 0,2^{\circ} \text{ K/min}$  betrugen die maximalen Temperaturdifferenzen in den Symmetrieachsen ca.  $15^{\circ} \text{ K}$ , in den Diagonalen lagen die Werte geringfügig darüber. Berechnungen haben ergeben, daß diese Temperaturdifferenzen zu keinen Eigenspannungsrissen führen konnten.

Die Versuchskörper wurden demnach einheitlich mit  $\dot{\vartheta} = 0,2^{\circ} \text{ K/min}$  abgekühlt. Die Haltezeit zur Ausbildung eines homogenen Temperaturfeldes betrug ca. 2 Std. Zur Kontrolle der maximalen Temperaturdifferenz wurden bei allen Versuchskörpern über den Betonquerschnitt verteilte Thermoelemente außerhalb der Meßlänge angeordnet. Zusätzlich wurde die Temperatur der gezogenen Bewehrungsstäbe an definierten Stellen innerhalb der Meßbasis gemessen. Die Aufzeichnung der Temperaturen erfolgte kontinuierlich über einen Phillips-multipoint-data-recorder (PM 8237 A) während der gesamten Abkühl- und Belastungsphase.

### 3.2.3 Versuchsdurchführung

Nach dem Einbau in die Kältekammer wurden die Versuchskörper - wie schon beschrieben - auf die gewünschte Tieftemperatur abgekühlt. Bei den RT-Versuchen ( $\vartheta = +20^{\circ} \text{ C}$ ) war keine Temperaturregelung erforderlich, da die entsprechenden Versuchskörper unter den Lagerungsbedingungen in der Prüfhalle ( $+20^{\circ} \text{ C}/70 \% \text{ r.F.}$ ) mit nur geringen Abweichungen ihre Solltemperatur ( $\vartheta = +20^{\circ} \text{ C}$ ) aufwiesen.

Nach Einstellung eines homogenen Temperaturfeldes über den Querschnitt wurden die Lasten zur Erzeugung der Biegebeanspruchung stufenweise aufgebracht. Die Regelung erfolgte kraftgesteuert.

Die Versuchskörper N1 bis N5 wurden auf der Spannankerseite mit einer Längszugkraft von +60 kN beaufschlagt. Zur Stabilisierung in ihrer Lage erhielten die Versuchskörper gleichzeitig eine geringe Vorlast (Biegung). Dann wurde, wie bei den Versuchskörpern M1 bis M5, die Biegebeanspruchung stufenweise erhöht.



Die Höhe der Normalkraft von +60 kN wurde nach folgendem Kriterium festgelegt: Die Versuchskörper sollten unter der Längszugkraft und einer zusätzlichen Vorlast für Biegung bei der zu erwartenden Zugfestigkeit des Betons im ungerissenen Zustand bleiben. Der erste Biegeriß sollte nach ca. 4 Laststufen auftreten. Maßgebend für die Wahl einer Längszugkraft von +60 kN waren hier die Sollbruchquerschnitte der RT-Versuchskörper N1 und N3. Leider rissen die Versuchskörper N1 und N3 schon nach der ersten Laststufe ein. Eine mögliche Ursache für diese Erscheinung konnte eine exzentrische Beanspruchung der Versuchskörper gewesen sein, hervorgerufen durch eine exzentrische Zugkrafteinleitung über die Stirnplatten, aufgeschweißten Laschen und Anschlußstäbe in den Querschnitt der Versuchskörper. Über die Auswirkungen auf die Versuchsergebnisse wird im Abschnitt 5.2 berichtet.

Unmittelbar nach den vorgewählten Laststufen wurde ein Meßzyklus vorgenommen. Zusätzliche Meßzyklen wurden durchgeführt, sobald über die kontinuierlich aufgezeichneten Last-Zeit-, Dehnungs-Zeit-, Durchbiegungs-Zeit-Diagramme und über die Rißdetektoren auf eine Rißbildung geschlossen werden konnte. Bei den TT-Versuchen konnte die Rißbildung z.T. akustisch wahrgenommen werden. Traten während eines Meßzyklus weitere Risse auf, wurde der Meßzyklus wiederholt. Nach Erreichen des abgeschlossenen Rißbildes im Meßbereich wurde mit wenigen Laststufen die Biegebeanspruchung bis zum Erreichen der Fließgrenze in der gezogenen Bewehrung gesteigert.

Bei der Versuchsdurchführung wurden folgende Messungen durchgeführt:

- die Temperaturverteilung im Betonquerschnitt und an den Meßstellen im Versuchskörper am Bewehrungsstahl
- die Lasten zur Erzeugung der Biegebeanspruchung
- zusätzlich bei den Versuchskörpern N1 bis N5 die Längszugkräfte an der Spannankerseite und an der Festankerseite
- die Durchbiegung mit induktiven Wegaufnehmern an definierten Meßstellen

- die Dehnungen in Zug- und Druckzone integral über eine Meßbasis von 1,60 m mit induktiven Wegaufnehmern; hierzu wurden je 2 Wegaufnehmer an der Oberseite, in Höhe der gezogenen Bewehrung und an der Unterseite des Versuchskörpers angebracht
- die Stahldehnungen im Bereich von zwei vorgegebenen Sollrißstellen und außerhalb dieser Bereiche mit Cu-Ni-DMS
- die Rißbreiten an den Sollbruchstellen für drei unterschiedliche Rißtiefen
- die Rißabstände im Zuge der Rißentwicklung mittels spröden Leitermaterials; dazu wurden drei Leiterbahnen in der Zugzone angeordnet

Die Daten der Kraft-, Durchbiegungs-, Weg- und Dehnungsmessungen wurden von einer Vielstellenmeßanlage aufgenommen, auf einem Analogrechner zwischengespeichert und anschließend für die Auswertung zur Großrechenanlage weitergeleitet. Zur Verwendung weiterer Meßgeräte und -anlagen sei hier auf die Abschnitte 3.2.2.1 bis 3.2.2.7 verwiesen.

#### 4. Innerer thermischer Zwang und Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft

##### 4.1 Vorbemerkungen

Die Biegeversuche werden bei stationärem Temperaturfeld durchgeführt. Die Auflagerung der Versuchskörper entspricht einem statisch bestimmten System, so daß sich die thermischen Dehnungen der Versuchskörper während der Abkühlphase frei entfalten können. Ein äußerer Zwang tritt damit nicht auf.

Im Teil 3 dieses Forschungsvorhabens /2/ wurde schon darauf hingewiesen, daß zwischen den thermischen Dehnungen des Betonstahls und des Betons bei tiefen Temperaturen beträchtliche Unterschiede auftreten können. Diese Differenzen wachsen mit zunehmender Betonfeuchte an. Im Zustand I können sich die freien thermischen Dehnungen der Baustoffe Stahl und Beton wegen

des unverschieblichen Verbundes nicht frei entfalten. Aus der gegenseitigen Behinderung der freien Dehnung resultiert ein innerer Zwang, der zu Zugspannungen im Stahl und zu Druckspannungen im Beton führt. Diese Beanspruchung wird im folgenden "innerer thermischer Zwang" oder auch "thermischer Zwang" genannt.

Es ist zur Auswertung von Versuchsergebnissen sowie zur Aufstellung von Rechenmodellen unbedingt erforderlich, diesen thermischen Zwang zu erfassen. Im Teil 3 von /2/ wurden die wesentlichen Formeln zum thermischen Zwang abgeleitet. Diese gelten allerdings für den Sonderfall "Stahlbetonquerschnitt mit symmetrischer Bewehrung bzw. mit Bewehrung in Querschnittsmitte". In der Praxis werden jedoch Querschnitte mit unsymmetrischer Bewehrungsanordnung die Regel sein. Aus diesem Grunde ist es notwendig, den thermischen Zwang auch für den Allgemeinfall analytisch zu beschreiben.

In den folgenden Abschnitten wird ein Rechenmodell entwickelt, mit dem die Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge thermischen Zwangs und infolge von Biegung und Längskraft zutreffend beschrieben werden kann. Die Entwicklung wird dabei gesondert für den ungerissenen Zustand I und den gerissenen Zustand II vorgenommen. Die hieraus gewonnenen Rechenergebnisse werden in einem später folgenden Abschnitt mit den Versuchsergebnissen verglichen.

#### 4.2 Allgemeine analytische Beschreibung des inneren thermischen Zwangs in Stahlbetonstäben für den Zustand I

Zur Erläuterung der folgenden Rechenansätze sei hier auf die schematische Darstellung des inneren thermischen Zwangs im Bild 4.1 und auf die Ableitungen im Teil 3, Abschnitt 5 dieser Forschungsarbeit verwiesen. Bei der Formulierung des thermischen Zwangs in allgemein bewehrten Stahlbetonstäben wird von den folgenden Voraussetzungen ausgegangen:

- linear-elastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung der Baustoffe Stahl und Beton
- Ebenbleiben der Querschnitte (Hypothese von Bernoulli)
- keine Relativverschiebung zwischen dem Bewehrungsstahl und dem umgebenden Beton (unverschieblicher Verbund, Verträglichkeit)
- Gleichgewicht

Mit diesen Annahmen ergibt sich der im Bild 4.2 dargestellte allgemeine Beanspruchungszustand eines Stahlbetonstabes infolge thermischen Zwangs mit dem folgenden Gleichungssystem:

1. Verträglichkeit in der Stabachse 1:

$$\epsilon_{s90} + \bar{\epsilon}_{s9z1} = \epsilon_{b90} + \bar{\epsilon}_{b9z1} \quad (4.1)$$

2. Verträglichkeit in der Stabachse 2:

$$\epsilon_{s90} + \bar{\epsilon}_{s9z2} = \epsilon_{b90} + \bar{\epsilon}_{b9z2} \quad (4.2)$$

3. Ebenbleiben des Querschnitts:

$$3.1 \quad \frac{\bar{\epsilon}_{bo} - \bar{\epsilon}_{bu}}{d} = \frac{\bar{\epsilon}_{b9z1} - \bar{\epsilon}_{bu}}{d - d_1} \quad (4.3)$$

$$3.2 \quad \frac{\bar{\epsilon}_{bo} - \bar{\epsilon}_{bu}}{d} = \frac{\bar{\epsilon}_{b9z2} - \bar{\epsilon}_{bu}}{d_2} \quad (4.4)$$

4. Kräftegleichgewicht  $\sum H = 0$ :

$$\bar{\epsilon}_{s9z1} \cdot E_{s9} \cdot A_{s1} + \bar{\epsilon}_{s9z2} \cdot E_{s9} \cdot A_{s2} + \frac{\bar{\epsilon}_{bo} + \bar{\epsilon}_{bu}}{2} \cdot b \cdot d \cdot E_{b9} = 0 \quad (4.5)$$

5. Momentengleichgewicht  $\sum M^{(2)} = 0$ :

$$\bar{\epsilon}_{s9z1} \cdot E_{s9} \cdot A_{s1} (h - d_1) + \frac{\bar{\epsilon}_{bo} + \bar{\epsilon}_{bu}}{2} \cdot b \cdot d \cdot E_{b9} \left[ \frac{d}{3} \cdot \frac{\bar{\epsilon}_{bu} + 2 \bar{\epsilon}_{bo}}{\bar{\epsilon}_{bu} + \bar{\epsilon}_{bo}} - d_2 \right] = 0 \quad (4.6)$$

In den 6 Gleichungen sind 6 unbekannte Werte enthalten:

$$\bar{\epsilon}_{b9z1}, \bar{\epsilon}_{s9z1}, \bar{\epsilon}_{b9z2}, \bar{\epsilon}_{s9z2}, \bar{\epsilon}_{bo}, \bar{\epsilon}_{bu}$$

Die freie thermische Dehnung  $\epsilon_{s90}$  des Stahls läßt sich nach /1/, Teil 2, Gl. (13) berechnen. Die freie thermische Dehnung des Betons muß durch Versuche ermittelt werden (Bild 2.3). Das Gleichungssystem ist damit eindeutig lösbar. Mit den im Abschnitt "Verwendete Bezeichnungen" aufgeführten Definitionen erhält man die folgende Lösung des Gleichungssystems:

Mit den Beiwerten

$$A_g = E_{bg} \cdot b \cdot d \left( -\beta_1 \cdot n_g \cdot \mu_1 - n_g \cdot \mu_2 + \beta_2 \cdot n_g \cdot \mu_2 - \frac{1}{2} \right)$$

$$B_g = n_g \cdot E_{bg} \cdot b \cdot d \cdot \Delta \epsilon_{g0} (\mu_1 + \mu_2)$$

$$C_g = E_{bg} \cdot b \cdot d \left( n_g \cdot \mu_1 - \beta_1 \cdot n_g \cdot \mu_1 + \beta_2 \cdot n_g \cdot \mu_2 + \frac{1}{2} \right)$$

$$D_g = n_g \cdot E_{bg} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot d^2 (\beta_1 - 1) (\lambda - \beta_1) - \frac{1}{6} b \cdot d^2 \cdot E_{bg} (2 - 3\beta_2)$$

$$E_g = \Delta \epsilon_{g0} \cdot n_g \cdot E_{bg} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot d^2 (\lambda - \beta_1)$$

$$F_g = \beta_1 \cdot n_g \cdot E_{bg} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot d^2 (\lambda - \beta_1) + \frac{1}{6} b \cdot d^2 \cdot E_{bg} (1 - 3\beta_2)$$

$$G_g = n_g \cdot E_{bg} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot d^2 (\beta_1 - 1) (\lambda - \beta_1) - \frac{1}{6} b \cdot d^2 \cdot E_{bg} (2 - 3\beta_2)$$

ergibt sich:

$$\bar{\epsilon}_{bu} = \frac{B_g \cdot D_g + E_g \cdot C_g}{F_g \cdot C_g - A_g \cdot G_g} \quad (4.7)$$

$$\bar{\epsilon}_{bo} = \frac{\bar{\epsilon}_{bu} \cdot A_g + B_g}{C_g} \quad (4.8)$$

$$\bar{\epsilon}_{sgz1} = \bar{\epsilon}_{bo} (1 - \beta_1) + \beta_1 \cdot \bar{\epsilon}_{bu} - \Delta \epsilon_{g0} \quad (4.9)$$

$$\bar{\epsilon}_{sgz2} = \bar{\epsilon}_{bo} \cdot \beta_2 + \bar{\epsilon}_{bu} (1 - \beta_2) - \Delta \epsilon_{g0} \quad (4.10)$$

$$\bar{\epsilon}_{bgz1} = \bar{\epsilon}_{sgz1} + \Delta \epsilon_{g0} \quad (4.11)$$

$$\bar{\epsilon}_{bgz2} = \bar{\epsilon}_{sgz2} + \Delta \epsilon_{g0} \quad (4.12)$$

$$\kappa = \frac{\bar{\epsilon}_{bo} + \bar{\epsilon}_{bu}}{d} \quad (4.13)$$

$$\bar{\epsilon}_{bm}^I = (\bar{\epsilon}_{bo} + \bar{\epsilon}_{bu}) / 2 \quad (4.14)$$

$$\bar{\sigma}_{bu} = \bar{\epsilon}_{bu} \cdot E_{bg} \quad (4.15)$$

$$\sigma_{sgz1} = \bar{\epsilon}_{sgz1} \cdot E_{sg} \quad (4.16)$$

$$\sigma_{sgz2} = \bar{\epsilon}_{sgz2} \cdot E_{sg} \quad (4.17)$$

$$\bar{\sigma}_{bo} = \bar{\epsilon}_{bo} \cdot E_{bg} \quad (4.18)$$

Bei der Anwendung der Gln. (4.7) bis (4.18) ist zu beachten, daß sämtliche Dehnungen und Spannungen vorzeichengerecht einzusetzen sind: bei Zug mit positivem und bei Druck mit negativem Vorzeichen.

Mit den Gln. (4.7) bis (4.18) können nun für beliebige Bewehrungsanordnung der Dehnungs- und Spannungszustand von Stahlbetonstäben infolge thermischen Zwangs für den ungerissenen Zustand berechnet werden.

Die angegebene Lösung erlaubt auch die Berechnung von Stahlbetonstäben, bei denen die Sonderfälle "symmetrische Bewehrung, einseitige Bewehrung und Bewehrung in Querschnittsmitte" vorliegen. Hier sind folgende Werte einzusetzen:

- Symmetrische Bewehrung:  $\mu_1 = \mu_2$   
 $\beta_1 = \beta_2$
- Einseitige Bewehrung:  
 $A_{s1} = 0$   $\mu_1 = 0$   
 $\beta_1 = \lambda$   
 $A_{s2} = 0$   $\mu_2 = 0$   
 $\lambda = \beta_1$
- Bewehrung in Querschnittsmitte:  $\beta_1 = \beta_2 = \lambda = 0,5$

In der Tabelle 4.1 sind die aus den vorstehenden Ableitungen gewonnenen Berechnungsergebnisse zum inneren thermischen Zwang für einige Tieftemperaturen zusammengestellt. Die Elastizitätsmodule von Beton und Stahl bei tiefen Temperaturen sind dabei mittels der schon erwähnten Rechenansätze aus den Materialkennwerten bei RT (Tab. 2.3 und 2.4) ermittelt.

Infolge der unterschiedlichen Temperatúrausdehnungskoeffizienten von Beton und Stahl stellt sich im Stahl bei  $-170^\circ\text{C}$  eine Zwangsspannung von ca.  $100 \text{ N/mm}^2$  (Zug) ein. Der Beton erhält bei dieser Temperatur eine Vorspannung von ca.  $2 \text{ N/mm}^2$  (Druck). Die Berechnungsergebnisse zeigen, daß der

Bewehrungsgrad nur einen geringen Einfluß auf die Stahlzugspannungen hat. Dagegen besteht zwischen Betonzugspannungen und Bewehrungsgrad direkte Proportionalität.

#### 4.3 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft für Zustand I bei RT und TT

Unter Berücksichtigung der Versteifung der Baustoffe Beton und Stahl infolge tiefer Temperaturen gelten hier die bei RT bekannten Zusammenhänge. Im folgenden werden die zur Nachrechnung der Versuchsergebnisse erforderlichen Formeln für unsymmetrisch und symmetrisch bewehrte Rechteckquerschnitte zusammengestellt.

##### 4.3.1 Querschnittswerte im Zustand I (Bild 4.3)

Schwerlinie des wirksamen Querschnitts gegenüber der Schwerlinie des Betonquerschnitts

$$z_{i,s} = \frac{d \left[ \frac{1}{2} + (n_s - 1) \mu_1 (1 - \beta_1) + (n_s - 1) \mu_2 \beta_2 \right]}{1 + (n_s - 1) (\mu_1 + \mu_2)} \quad (4.19)$$

$$c_{ib} = \frac{d}{2} - z_{i,s} \quad (4.20)$$

Sonderfall: Symmetrische Bewehrung  $\mu_1 = \mu_2 = \mu$ ;  $\beta_1 = \beta_2$

$$z_{i,s} = \frac{d}{2} ; \quad c_{ib} = 0 \quad (4.21)$$

Wirksame Querschnittsfläche

$$A_{i,s} = b \cdot d [1 + (n_s - 1) (\mu_1 + \mu_2)] \quad (4.22)$$

Sonderfall:  $\mu_1 = \mu_2 = \mu$ ;  $\beta_1 = \beta_2$

$$A_{i,s} = b \cdot d [1 + 2\mu (n_s - 1)] \quad (4.23)$$

Wirksames Flächenmoment 2. Grades

$$J_{i,s} = b \cdot d^3 \left[ \frac{1}{12} + \zeta^2 + (n_s - 1) \mu_1 (\eta_{s1} + \zeta)^2 + (n_s - 1) \mu_2 (\eta_{s2} - \zeta)^2 \right] \quad (4.24)$$

Sonderfall:  $\mu_1 = \mu_2 = \mu$  ;  $\beta_1 = \beta_2$  ;  $\zeta = 0$  ;  $\eta_{s1} = \eta_{s2} = \eta_s$

$$J_{i9} = b \cdot d^3 \left[ \frac{1}{12} + 2\mu (\eta_s - 1) \eta_s^2 \right] \quad (4.25)$$

Wirksames Widerstandsmoment

$$W_{i9u} = + J_{i9} / d \left( \frac{1}{2} - \zeta \right) \quad (4.26)$$

$$W_{i9o} = - J_{i9} / d \left( \frac{1}{2} + \zeta \right) \quad (4.27)$$

$$W_{i9s1} = - J_{i9} / d (\eta_{s1} + \zeta) \quad (4.28)$$

$$W_{i9s2} = + J_{i9} / d (\eta_{s2} - \zeta) \quad (4.29)$$

Sonderfall:  $\zeta = 0$  ;  $\eta_{s1} = \eta_{s2} = \eta_s$

$$W_{i9u} = + 2 J_{i9} / d \quad (4.30)$$

$$W_{i9o} = - 2 J_{i9} / d \quad (4.31)$$

$$W_{i9s1} = - J_{i9} / \eta_s \cdot d \quad (4.32)$$

$$W_{i9s2} = + J_{i9} / \eta_s \cdot d \quad (4.33)$$

Die hieraus ermittelten Querschnittswerte für die Versuchskörper M1 - M5, N1 - N5 sind in der Tab. 4.2 zusammengestellt, wobei zwischen dem Regelquerschnitt (ungeschwächt) und der Sollbruchstelle (geschwächt) unterschieden wird.

Zur Fixierung des 1. Risses an den Sollbruchstellen wurden bei den Versuchskörpern M2 und M5 an der Oberseite (Zugzone) Einfräsungen von 1,5 cm bzw. 3 cm Tiefe vorgenommen. Hieraus erklären sich die kleineren Querschnittswerte von M2 und M5 in Tab. 4.2.

#### 4.3.2 Spannungen und Dehnungen infolge Biegemoment und Normalzugkraft

Mit den in Abschnitt 4.3.1 angegebenen Querschnittswerten lassen sich die Spannungen und Dehnungen infolge Lastbeanspruchung nach den folgenden Gleichungen ermitteln:



$$\sigma_b^I = \sigma_{b3N}^I + \sigma_{b3M}^I = \frac{N}{A_{i3}} + \frac{M}{W_{i3}} \quad (4.34)$$

Spannungen:

$$\sigma_s^I = \sigma_{s3N}^I + \sigma_{s3M}^I = \frac{N \cdot n_3}{A_{i3}} + \frac{M \cdot n_3}{W_{i3s}} \quad (4.35)$$

Dehnungen:

$$\epsilon_b^I = \frac{1}{E_{b3}} \left( \frac{N}{A_{i3}} + \frac{M}{W_{i3}} \right) \quad (4.36)$$

$$\epsilon_s^I = \frac{1}{E_{s3}} \left( \frac{N \cdot n_3}{A_{i3}} + \frac{M \cdot n_3}{W_{i3s}} \right) \quad (4.37)$$

Krümmung:

$$\kappa_m^I = \frac{\epsilon_{b(o)}^I - \epsilon_{b(u)}^I}{d} \quad (4.38)$$

#### 4.4 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge Biegung und Normalzugkraft für Zustand I

Der Spannungs- und Dehnungszustand infolge Zwang- und Lastbeanspruchung ergeben sich durch Superposition der Ergebnisse beider Ursachen.

$$\sigma_{b3}^I = \sigma_{b3z} + \sigma_{b3N}^I + \sigma_{b3M}^I = \sigma_{b3z} + \frac{N}{A_{i3}} + \frac{M}{W_{i3}} \quad (4.39)$$

Spannungen:

$$\sigma_{s3}^I = \sigma_{s3z} + \sigma_{s3N}^I + \sigma_{s3M}^I = \sigma_{s3z} + \frac{N \cdot n_3}{A_{i3}} + \frac{M \cdot n_3}{W_{i3s}} \quad (4.40)$$

$$\epsilon_{b3}^I = \epsilon_{b30} + \bar{\epsilon}_{b3z} + \frac{1}{E_{b3}} \left( \frac{N}{A_{i3}} + \frac{M}{W_{i3}} \right) \quad (4.41)$$

Dehnungen:

$$\epsilon_{s3}^I = \epsilon_{s30} + \bar{\epsilon}_{s3z} + \frac{1}{E_{s3}} \left( \frac{N \cdot n_3}{A_{i3}} + \frac{M \cdot n_3}{W_{i3s}} \right) \quad (4.42)$$

Krümmung:

$$\kappa_{m3}^I = \frac{\epsilon_{b3(o)}^I - \epsilon_{b3(u)}^I}{d} \quad (4.43)$$

Bild 4.4 zeigt schematisch die Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge Biegung und Normalkraft im Zustand I.

#### 4.5 Allgemeine analytische Beschreibung des inneren thermischen Zwangs in Stahlbetonstäben für Zustand II

Sobald die Spannung z.B. infolge Biegung am Außenrand der Zugzone die Biegezugfestigkeit des Betons  $\sigma_{b,9}^I = \beta_{BZ,9}$  erreicht, reißt der Querschnitt ein. Im Rißquerschnitt werden die thermischen Zwangsspannungen  $\sigma_{s,9z2}$  bis auf vernachlässigbar kleine Spannungen  $\bar{\sigma}_{s2}$  abgebaut. Zu beiden Seiten des Risses herrscht außerhalb der anschließenden Einleitungsbereiche wieder Zustand I. Mit steigender Lastbeanspruchung und fortschreitender Rißbildung werden die Zwangsspannungen entlang der Stabachse 2 (Zugzone) zunehmend auf  $\bar{\sigma}_{s2}$  abgebaut.

In der Zugzone im Rißquerschnitt ist der Beton zwangsspannungsfrei ( $\sigma_{b,9z} = 0$ ). Im Riß nimmt die Betondehnung den Wert der freien thermischen Betondehnung an (Bild 4.11).

Die Druckbewehrung (Stabachse 1) liegt auch am eingerissenen Querschnitt in vollem Verbund. In der Stabachse 1 können sich die freien thermischen Dehnungen von Beton und Stahl wegen der relativen Unverschieblichkeit nicht ausbilden. Hieraus resultiert im Rißquerschnitt ein thermischer Zwang in der Druckzone, der den Gesamtquerschnitt beansprucht. Das Bild 4.5 veranschaulicht diesen Beanspruchungszustand. Mit den Voraussetzungen nach Abschn. 4.2 läßt sich der thermische Zwang am Rißquerschnitt aus den folgenden Bedingungen berechnen:

##### 1. Verträglichkeit in der Stabachse 1:

$$\epsilon_{s,90} + \bar{\epsilon}_{s,9z} = \epsilon_{b,90} + \bar{\epsilon}_{b,9z} \quad (4.44)$$

##### 2. Ebenbleiben des Querschnitts:

$$2.1 \quad \frac{\bar{\epsilon}_o - \bar{\epsilon}_R}{d - H_R} = \frac{\bar{\epsilon}_{b,9z} - \bar{\epsilon}_R}{d - H_R - d_1} \quad (4.45)$$

$$2.2 \quad \frac{\bar{\epsilon}_o - \bar{\epsilon}_{s2}}{d - d_2} = \frac{\bar{\epsilon}_o - \bar{\epsilon}_R}{d - H_R} \quad (4.46)$$

3. Kräftegleichgewicht  $\sum H = 0$ :

$$\bar{\epsilon}_{s3z} \cdot E_{s3} \cdot A_{s1} + \bar{\epsilon}_{s2} \cdot E_{s3} \cdot A_{s2} + \frac{\bar{\epsilon}_o + \bar{\epsilon}_R}{2} \cdot b (d - H_R) E_{b3} = 0 \quad (4.47)$$

4. Momentengleichgewicht  $\sum M^{(2)} = 0$ :

$$\bar{\epsilon}_{s3z} \cdot E_{s3} \cdot A_{s1} (h - d_1) + \frac{\bar{\epsilon}_o + \bar{\epsilon}_R}{2} \cdot b (d - H_R) E_{b3} \left( \frac{d - H_R}{3} \cdot \frac{\bar{\epsilon}_R + 2\bar{\epsilon}_o}{\bar{\epsilon}_R + \bar{\epsilon}_o} + H_R - d_2 \right) = 0 \quad (4.48)$$

Zur Berechnung der 5 Unbekannten  $\bar{\epsilon}_{b3z}, \bar{\epsilon}_{s3z}, \bar{\epsilon}_o, \bar{\epsilon}_R, \bar{\epsilon}_{s2}$  stehen 5 voneinander unabhängige Gleichungen zur Verfügung, womit das Gleichungssystem eindeutig lösbar ist.

Man erhält die folgende Lösung:

Mit den Beiwerten

$$A_3 = E_{b3} \cdot b \cdot d \left[ \frac{-\beta_1 \cdot \mu_1 \cdot n_3}{1 - \delta} - \frac{\lambda \cdot \mu_2 \cdot n_3}{1 - \delta} - \frac{1}{2} (1 - \delta) \right]$$

$$B_3 = n_3 \cdot E_{b3} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot d \cdot \Delta \epsilon_{30}$$

$$C_3 = E_{b3} \cdot b \cdot d \left[ n_3 \cdot \mu_1 - \frac{n_3 \cdot \mu_1 \cdot \beta_1}{1 - \delta} + n_3 \cdot \mu_2 - \frac{n_3 \cdot \mu_2 \cdot \lambda}{1 - \delta} + \frac{1}{2} (1 - \delta) \right]$$

$$D_3 = \frac{1}{6} (1 - \delta) (2 + \delta - 3\beta_2)$$

$$E_3 = n_3 \cdot \mu_1 (\lambda - \beta_1) \frac{\beta_1 + \delta - 1}{1 - \delta}$$

$$F_3 = n_3 \cdot \mu_1 \cdot \beta_1 \frac{\lambda - \beta_1}{1 - \delta}$$

$$G_3 = \frac{1}{6} (1 - \delta) (2\delta + 1 - 3\beta_2)$$

ergibt sich:

$$\bar{\epsilon}_R = \frac{b \cdot d^2 \cdot E_{b3} \left( \frac{B_3 \cdot D_3 - B_3 \cdot E_3}{C_3} - B_3 \cdot d (\lambda - \beta_1) \right)}{b \cdot d^2 \cdot E_{b3} \left( \frac{A_3 \cdot E_3 - A_3 \cdot D_3}{C_3} - F_3 - G_3 \right)} \quad (4.49)$$

$$\bar{\epsilon}_o = \frac{\bar{\epsilon}_R \cdot A_g + B_g}{C_g} \quad (4.50)$$

$$\bar{\epsilon}_{s2} = \bar{\epsilon}_o - (\bar{\epsilon}_o - \bar{\epsilon}_R) \frac{\lambda}{1 - \delta} \quad (4.51)$$

$$\bar{\epsilon}_{s3z} = \bar{\epsilon}_o + (\bar{\epsilon}_R - \bar{\epsilon}_o) \frac{\beta}{1 - \delta} - \Delta \epsilon_{g0} \quad (4.52)$$

$$\bar{\epsilon}_{b3z} = \bar{\epsilon}_{s3z} + \Delta \epsilon_{g0} \quad (4.53)$$

$$\bar{\epsilon}_{mR} = \bar{\epsilon}_o + \frac{\bar{\epsilon}_{s2} - \bar{\epsilon}_o}{2\lambda} \quad (4.54)$$

$$\bar{\kappa}_R = \frac{\bar{\epsilon}_o - \bar{\epsilon}_{s2}}{\lambda \cdot d} \quad (4.55)$$

$$\bar{\sigma}_{bR} = \bar{\epsilon}_R \cdot E_{bg} \quad (4.56)$$

$$\bar{\sigma}_{bo} = \bar{\epsilon}_o \cdot E_{bg} \quad (4.57)$$

$$\sigma_{s3z} = \bar{\epsilon}_{s3z} \cdot E_{sg} \quad (4.58)$$

$$\sigma_{b3z} = \bar{\epsilon}_{b3z} \cdot E_{bg} \quad (4.59)$$

$$\bar{\sigma}_{s2} = \bar{\epsilon}_{s2} \cdot E_{sg} \quad (4.60)$$

In den Bildern 4.6 bis 4.9 ist das Ergebnis des vorgestellten Rechenmodells beispielhaft für die Versuchskörper M2 und M5 ( $\mu = 0,50 \%$ ,  $\vartheta = -170^\circ\text{C}$  bzw.  $\mu = 0,96 \%$ ,  $\vartheta = -170^\circ\text{C}$ ) aufgetragen.

Das Bild 4.6 zeigt die thermische Stahlzwangspannung der Druckbewehrung in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe. Im Bereich der bezogenen Rißtiefe  $\delta = H_R/d$  von 0,1 bis 0,6 ist die Stahlzwangspannung nahezu konstant. Mit wachsender bezogener Rißtiefe fällt die Stahlzwangspannung vergleichsweise stark ab. Der Bewehrungsgrad hat - wie im Zustand I - nur einen geringen Einfluß auf die Stahlzwangspannung. Zusammenfassend kann gesagt werden, daß für baupraktisch interessierende Riß Tiefen ( $\delta \approx 0,2 - 0,9$ ) die Zwangspannung der Druckbewehrung Werte von ca. +80 bis +97 N/mm<sup>2</sup> (Zug) annimmt. Die Zwangspannung der Druckbewehrung ist demnach im Rißquerschnitt (Zustand II) von gleicher Größenordnung wie die für den Zustand I ermittelte.

Die Verteilung der thermischen Betonzwangspannungen im Betonquerschnitt oberhalb der Rißwurzel ist dem Bild 4.7 zu entnehmen. Bei kleinen bezogenen Rißtiefen ergeben sich unabhängig vom Bewehrungsgrad an der Rißwurzel positive Betonzwangspannungen von ca.  $+0,5 \text{ N/mm}^2$  (Zug). Die Betonzwangspannungen am Druckrand betragen bei einer bezogenen Rißtiefe von  $\delta = 0,9$  bei einem Bewehrungsgrad  $\mu = 0,50 \%$  ca.  $-4 \text{ N/mm}^2$  (Druck), bei einem  $\mu = 0,96 \%$  ca.  $-7 \text{ N/mm}^2$  (Druck).

Die "Restspannung  $\bar{\sigma}_{s2}$ " in der Bewehrungslage 2 erreicht infolge thermischen Zwangs im Rißquerschnitt bei mittleren bezogenen Rißtiefen Werte von ca.  $+8 \text{ N/mm}^2$  (Zug), bei einer bezogenen Rißtiefe von  $\delta = 0,9$  Werte von ca.  $-9 \text{ N/mm}^2$  (Druck, Bild 4.8).

Aus der Dehnungsverteilung im Rißquerschnitt resultiert eine Krümmung infolge thermischen Zwangs. Der Verlauf der Krümmung in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe ist im Bild 4.9 dargestellt. Es wird deutlich, daß die Krümmung im Rißquerschnitt infolge thermischen Zwangs mit wachsendem Bewehrungsgrad zunimmt. Die Krümmungen haben das gleiche Vorzeichen wie die Krümmungen aus der Lastbeanspruchung. Sie nehmen Werte an von ca.  $-0,12$  bis  $-0,28 \cdot 10^{-6} \text{ 1/mm}$ .

Im folgenden wird die Beanspruchung des Rißquerschnitts infolge inneren thermischen Zwangs zusammenfassend für die Bewehrungsgrade  $\mu = 0,50 \%$  und  $\mu = 0,96 \%$  dargestellt, wobei von einer in den Versuchen bei abgeschlossenerem Rißbild beobachteten Rißtiefe von ca.  $30 \text{ cm}$  ( $\delta = 30/40 = 0,75$ ) ausgegangen wird:

- |                                     |  |
|-------------------------------------|--|
| - Stahlzwangspannung:               | $\sigma_{s2z} = +88 \text{ bis } +94 \text{ N/mm}^2$ (Zug)             |
| - Betonzwangspannungen:             | $\bar{\sigma}_{bo} = -2,3 \text{ bis } -4 \text{ N/mm}^2$ (Druck)      |
|                                     | $\bar{\sigma}_{bR} = -1,5 \text{ bis } -3 \text{ N/mm}^2$ (Druck)      |
| - Restspannung in Bewehrungslage 2: | $\bar{\sigma}_{s2} = -3,0 \text{ bis } +2 \text{ N/mm}^2$ (Druck/Zug)  |
| - Krümmung:                         | $\bar{\kappa}_R = -0,14 \text{ bis } -0,18 \cdot 10^{-6} \text{ 1/mm}$ |

#### 4.6 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft im Zustand II

##### 4.6.1 Beanspruchung bei tiefen Temperaturen ohne inneren thermischen Zwang

Zur Berechnung der Zusammenhänge zwischen Schnittgrößen, Verformungen und Spannungen im Rißquerschnitt wird von folgenden Voraussetzungen ausgegangen:

- dreieckförmige Spannungsverteilung in der Biegedruckzone (/1/, Teil 2)
- Vernachlässigung des Zugspannungskeils unterhalb der Nulllinie
- linear-elastisches Werkstoffgesetz
- weitere Voraussetzungen s. Abschn. 4.2

Damit gelingt die Formulierung von geschlossenen Ausdrücken für die Schnittgrößen. Der Beanspruchungszustand im Rißquerschnitt (Bild 4.10) läßt sich damit aus den folgenden Bedingungen ermitteln:

##### 1. Werkstoffgesetz:

$$\sigma_{s2R} = \epsilon_{s2R} \cdot E_{s3} \quad (4.61)$$

$$\sigma_{s1R} = \epsilon_{s1R} \cdot E_{s3} \quad (4.62)$$

$$\sigma_{b1R} = \epsilon_{b1R} \cdot E_{b3} \quad (4.63)$$

##### 2. Ebenbleiben des Querschnitts:

$$\epsilon_{s2R} = \epsilon_{b1R} \left(1 - \frac{\lambda}{\xi}\right) \quad (4.64)$$

$$\epsilon_{s1R} = \epsilon_{b1R} \left(1 - \frac{\beta_1}{\xi}\right) \quad (4.65)$$

##### 3. Gleichgewicht $\sum H = 0$ :

$$N - \sigma_{s1R} \cdot A_{s1} - \sigma_{s2R} \cdot A_{s2} - \frac{1}{2} \sigma_{b1R} \cdot x \cdot b = 0 \quad (4.66)$$

##### 4. Gleichgewicht $\sum M = 0$ :

$$M - \sigma_{s2R} \cdot A_{s2} \cdot z_{s2} + \sigma_{s1R} \cdot A_{s1} \cdot z_{s1} + \frac{1}{2} \sigma_{b1R} \cdot b \cdot x \left(\frac{d}{2} - \frac{x}{3}\right) = 0 \quad (4.67)$$

Dieses Gleichungssystem ist nur iterativ lösbar. Durch Einsetzen der Gln. (4.61) bis (4.65) in Gl. (4.66) und unter Berücksichtigung der bezogenen Größen erhält man:

$$\xi = \frac{\bar{N} \cdot n_g \cdot E_{bg} \cdot \epsilon_{b1R} (\mu_1 + \mu_2)}{E_{bg} \cdot \epsilon_{b1R}} + \sqrt{\left[ \frac{\bar{N} \cdot n_g \cdot E_{bg} \cdot \epsilon_{b1R} (\mu_1 + \mu_2)}{E_{bg} \cdot \epsilon_{b1R}} \right]^2 + 2n_g (\mu_1 \cdot \beta_1 + \mu_2 \cdot \lambda)} \quad (4.68)$$

Entsprechend erhält man aus Gl. (4.67):

$$\epsilon_{b1R} = \frac{\bar{M}}{E_{bg} \left[ n_g \cdot \mu_2 \cdot n_{s2} \left( 1 - \frac{\lambda}{\xi} \right) - n_g \cdot \mu_1 \cdot n_{s1} \left( 1 - \frac{\beta_1}{\xi} \right) - \xi \left( \frac{1}{4} - \frac{\xi}{6} \right) \right]} \quad (4.69)$$

Es wird folgender Iterationsweg vorgeschlagen: Zunächst wird mit einem geschätzten Wert  $\epsilon_{b1R}$  über Gl. (4.68) die Nulllinienlage  $\xi$  berechnet. Durch Einsetzen von  $\xi$  in Gl. (4.69) erhält man einen verbesserten Wert  $\epsilon_{b1R}$ , der wiederum in Gl. (4.68) eingesetzt werden kann, usw.

Mit den nun bekannten Werten  $\epsilon_{b1R}$  und  $\xi$  und den Gln. (4.61) bis (4.65) lassen sich alle Dehnungen, Spannungen und Kräfte infolge Biegung und Normalkraft im Ribquerschnitt ermitteln.

Weitere maßgebende Verformungen:

$$\kappa_R = \frac{\epsilon_{b1R} - \epsilon_{s2R}}{h} \quad (4.70)$$

$$\epsilon_{mR} = \epsilon_{b1R} + \frac{\epsilon_{s2R} - \epsilon_{b1R}}{2\lambda} \quad (4.71)$$

#### 4.6.2 Beanspruchung bei Raumtemperatur

Prinzipiell wird bei der Untersuchung des Ribquerschnitts für Raumtemperatur der gleiche Weg gegangen wie in Abschnitt 4.6.1. Der Unterschied liegt nur in der Annahme einer parabel-rechteckförmigen (RT) anstelle dreieckförmigen (TT) Spannungsverteilung in der Druckzone.

Die Formulierung der parabel-rechteckförmigen Spannungsverteilung ist ausführlich in /4/ vorgenommen. Der Abkürzung halber wird im folgenden nur

der Iterationsweg zur Lösung aufgeführt. Alle weiteren Ableitungen entsprechen denen im Abschnitt 4.6.1.

Völligkeitsbeiwert  $\alpha$

$$\alpha = \frac{-\epsilon_{b1R}}{12 \cdot 10^{-6}} (6 \cdot 10^{-3} + \epsilon_{b1R}) \quad \text{für } |\epsilon_{b1R}| \leq |-2 \cdot 10^{-3}| \quad (4.72)$$

$$\alpha = \frac{3\epsilon_{b1R} + 2 \cdot 10^{-3}}{3\epsilon_{b1R}} \quad \text{für } |\epsilon_{b1R}| \geq |-2 \cdot 10^{-3}| \quad (4.73)$$

$$\xi = \frac{\bar{N} - n \cdot E_b \cdot \epsilon_{b1R} (\mu_1 + \mu_2)}{2 \cdot \alpha \cdot \beta_w} + \sqrt{\left[ \frac{\bar{N} - n \cdot E_b \cdot \epsilon_{b1R} (\mu_1 + \mu_2)}{2 \cdot \alpha \cdot \beta_w} \right]^2 + \frac{n \cdot E_b \cdot \epsilon_{b1R} (\lambda \cdot \mu_2 + \beta_1 \cdot \mu_1)}{\alpha \cdot \beta_w}} \quad (4.74)$$

Höhenbeiwert  $k_a$

$$k_a = \frac{8 \cdot 10^{-3} + \epsilon_{b1R}}{24 \cdot 10^{-3} + 4 \epsilon_{b1R}} \quad \text{für } |\epsilon_{b1R}| \leq |-2 \cdot 10^{-3}| \quad (4.75)$$

$$k_a = \frac{\epsilon_{b1R} \cdot 10^6 (3 \cdot \epsilon_{b1R} + 4 \cdot 10^{-3}) + 2}{2 \cdot \epsilon_{b1R} \cdot 10^6 (3 \cdot \epsilon_{b1R} + 2 \cdot 10^{-3})} \quad \text{für } |\epsilon_{b1R}| \geq |-2 \cdot 10^{-3}| \quad (4.76)$$

$$\epsilon_{b1R} = \frac{\bar{M} + \xi \cdot \alpha \cdot \beta_w \left( \frac{1}{2} - k_a \cdot \xi \right)}{n \cdot E_b \left[ \mu_2 \cdot \eta_{s2} \left( 1 - \frac{\lambda}{\xi} \right) - \mu_1 \cdot \eta_{s1} \left( 1 - \frac{\beta_1}{\xi} \right) \right]} \quad (4.77)$$

#### 4.7 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalkraft sowie infolge inneren thermischen Zwangs für Zustand II

Wie in Abschnitt 4.5 schon beschrieben, wird der eingerissene Stahlbetonquerschnitt durch thermische Zwangsspannungen infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens der Baustoffe Stahl und Beton beansprucht. Diese Beanspruchung ist zur Nachrechnung der Versuchsergebnisse mit der Beanspruchung infolge Biegung und Normalkraft zu überlagern. Um bei der Überlagerung die Abhängigkeit der thermischen Zwangbeanspruchung von der Rißtiefe zu berücksichtigen, wird von der folgenden Näherung ausgegangen:

Zunächst wird die Dehnungsverteilung im eingerissenen Querschnitt infolge Biegung und Normalkraft ermittelt. Es wird nun angenommen, daß sich eine



Rißtiefe einstellt, die sich vom Betonaußenrand 2 bis zur Nulllinie erstreckt. Auf diese Weise wird eine Rißtiefe zur Bestimmung des inneren thermischen Zwangs im Rißquerschnitt vorgegeben. Das Ergebnis wird schließlich nach dem Superpositionsprinzip mit dem Beanspruchungszustand infolge Biegung und Normalkraft überlagert.

Die beschriebene Näherungslösung ist aus zwei Gründen gerechtfertigt:

1. Vergleichende Berechnungen haben ergeben, daß die Höhe des Zugspannungskeils zwischen der Rißwurzel und der Nulllinie unter Ansatz der maximalen Zugdehnungen des Betons bei tiefen Temperaturen ca. 2 cm beträgt. Die Rißtiefe wird bei dem Näherungsansatz demnach geringfügig zu hoch angesetzt. Nach den Bildern 4.6 bis 4.9 ist der Einfluß dieser Ungenauigkeit auf das Rechenergebnis vernachlässigbar klein.
2. Die Versuchsergebnisse zeigen, daß die Verformungen infolge Biegung und Normalkraft um ein Vielfaches größer sind als die Verformungen im Rißquerschnitt infolge inneren thermischen Zwangs.

Mit den Ausführungen gemäß Abschnitt 4.5 bis 4.7 ergibt sich schematisch die im Bild 4.11 dargestellte Beanspruchung im Rißquerschnitt infolge inneren thermischen Zwangs und infolge Biegung und Normalkraft.

Zusammenfassung der Beanspruchung infolge thermischen Zwangs und Last:

$$\text{Stabachse 2:} \quad \sigma_{s3}^{\text{II}} = \bar{\sigma}_{s2} + \sigma_{sN}^{\text{II}} + \sigma_{sM}^{\text{II}} \quad (4.78)$$

$$\epsilon_{s3}^{\text{II}} = \bar{\epsilon}_{s2} + \epsilon_{sN}^{\text{II}} + \epsilon_{sM}^{\text{II}} \quad (4.79)$$

$$\text{Stabachse 1:} \quad \sigma_{s3}^{\text{II}} = \sigma_{s3z}^{\text{II}} + \sigma_{sN}^{\text{II}} + \sigma_{sM}^{\text{II}} \quad (4.80)$$

$$\epsilon_{s3}^{\text{II}} = \bar{\epsilon}_{s3z}^{\text{II}} + \epsilon_{sN}^{\text{II}} + \epsilon_{sM}^{\text{II}} \quad (4.81)$$

$$\text{Beton in der Zugzone:} \quad \sigma_{b3}^{\text{II}} = 0 \quad (4.82)$$

$$\epsilon_{b3}^{\text{II}} = \epsilon_{b30} \quad (4.83)$$

$$\text{Beton am Druckzonenrand:} \quad \sigma_{b3}^{\text{II}} = \bar{\sigma}_{b0} + \sigma_{bN}^{\text{II}} + \sigma_{bM}^{\text{II}} \quad (4.84)$$

$$\epsilon_{b3}^{\text{II}} = \epsilon_{b30} + \bar{\epsilon}_0 + \epsilon_{bN}^{\text{II}} + \epsilon_{bM}^{\text{II}} \quad (4.85)$$

## 5. Versuchsergebnisse

### 5.1 Versuchsergebnisse zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit des Betons bei tiefen Temperaturen

Die Biegezugfestigkeit, bestimmt an Biegebalken 15/15/70 cm<sup>3</sup>, ergibt sich nach DIN 1048, Teil 1, zu:

$$\beta_{BZ, \vartheta} = F_{\max} \cdot \frac{l}{b \cdot h^2} \quad (5.1)$$

Das Bild 5.1 zeigt die Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit von der Temperatur. Neben den Mittelwerten ist das Versuchswerteband aufgetragen. Im Temperaturbereich  $\vartheta = +20\text{ }^{\circ}\text{C}$  bis  $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$  fällt ein steiler Anstieg der Biegezugfestigkeit auf ca.  $+10\text{ N/mm}^2$  (Mittelwert) auf. Im Bereich  $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$  bis  $-60\text{ }^{\circ}\text{C}$  flacht der Anstieg ab. Bei  $\vartheta = -60\text{ }^{\circ}\text{C}$  erreicht der Mittelwert der Biegezugfestigkeit ein Maximum von ca.  $+12\text{ N/mm}^2$ . Bei weiterer Abkühlung findet keine nennenswerte Änderung der Festigkeit mehr statt. Die Streuung der Versuchsergebnisse ist im Temperaturbereich  $-80$  bis  $-170\text{ }^{\circ}\text{C}$  größer als im Bereich  $+20$  bis  $-60\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Die auf  $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$  bezogene Biegezugfestigkeit des Betons bei tiefen Temperaturen ist im Bild 5.2 dargestellt. Im Mittel wächst die Biegezugfestigkeit bei TT auf ca. 300 % der bei  $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$  gemessenen Festigkeitswerte.

Im Bild 5.3 ist die Abhängigkeit der Betonrandspannung von der Betonranddehnung für unterschiedliche Tieftemperaturen aufgetragen. Es wird deutlich, daß der Zug-Elastizitätsmodul mit fallender Temperatur zunimmt. Wie zu erwarten, zeigt der auf Zug beanspruchte Beton über den gesamten Temperaturbereich ein nahezu ausgeprägtes linear-elastisches und sprödes Verformungsverhalten.

Der Zug- und der Druck-Elastizitätsmodul werden als der Sekantenmodul zwischen dem Ursprung und etwa einem Drittel der Biegezugfestigkeit definiert. Der mittlere Zug-Elastizitätsmodul steigt bei einer Abkühlung von  $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$  bis  $-135\text{ }^{\circ}\text{C}$  nahezu linear von ca. 28.000 auf 55.000 N/mm<sup>2</sup> an (Bild 5.4). Nur bei einer Tieftemperatur von  $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$  erleidet der Zug-Modul in seiner Entwicklung einen Einbruch. Im Bereich  $-135\text{ }^{\circ}\text{C}$  bis  $-170\text{ }^{\circ}\text{C}$

fällt der Zug-E-Modul geringfügig ab. Der Mittelwert des Zug-E-Moduls steigt bei TT maximal auf ca. 190 % des bei RT ermittelten Wertes (Bild 5.5).

Das Bild 5.6 zeigt die Abhängigkeit des Druck-Elastizitätsmoduls auszugsweise nur von den Temperaturen  $\vartheta = +20, -80$  und  $-170$  °C. Der Verlauf des Druck-E-Moduls im Tieftemperaturbereich entspricht weitgehend dem Ergebnis der Zug-E-Moduli bei TT. Die Versuchsergebnisse bei einer TT von  $\vartheta = -170$  °C streuen in einem weiten Bereich.

Die Biegezugbruchdehnung (Mittelwert) weist im Bereich  $+20$  °C bis  $-20$  °C einen steilen Anstieg von ca.  $+0,15$  auf  $+0,35$  ‰ auf (Bild 5.7). Im Tieftemperaturbereich  $-20$  bis  $-40$  °C erreicht die Biegezugbruchdehnung ein Maximum von ca.  $+0,35$  ‰. Bei weiterer Abkühlung bis auf  $-170$  °C nimmt sie bis auf ca.  $0,21$  ‰ ab.

Das Maximum der Versuchsergebnisse bei ca.  $-20$  bis  $-40$  °C beträgt ca. 230 % der gemessenen RT-Biegezugbruchdehnung. Bei  $-170$  °C hat der Beton eine auf  $+20$  °C bezogene Biegezugbruchdehnung von ca. 150 %. Auch hier deuten die Versuchsergebnisse auf größere Streuungen im TT-Bereich von  $-80$  bis  $-170$  °C hin (Bild 5.8).

## 5.2 Versuchsergebnisse zur Untersuchung von Beanspruchung und Verformung von Stahlbetonbauteilen unter Biegung bzw. Biegung und Längskraft bei tiefen Temperaturen

### 5.2.1 Maßgebende Beanspruchung im Meßbereich infolge Biegung und Normalzugkraft

Wie schon im Abschnitt 3.2.1 beschrieben, wird bei dem gewählten System der Versuchskörper (Einfeldträger mit beidseitigem Kragarm) das konstante Moment im Meßbereich durch Vertikalkräfte an den Kragarmenden erzeugt. Bei der Ermittlung der Biegezugfestigkeit der Versuchskörper wurde die Biegebeanspruchung im Meßbereich infolge Eigengewicht berücksichtigt. Vergleichende Berechnungen haben ergeben, daß die Biegebeanspruchung infolge Eigengewicht gegenüber der Biegebeanspruchung infolge der planmäßig aufgetragenen Vertikalkräfte vernachlässigbar klein ist. Bei allen weiteren Untersuchungen wurde deshalb das Eigengewicht nicht weiter berücksichtigt.

Zur Bestimmung der wirksamen Längskraft im Meßbereich wurde bei den Versuchskörpern N1 bis N5 die Zugkraft an der aktiven Zugankerseite und an der passiven Festankerseite gemessen. Wie schon erwähnt, wurde auf der Zugankerseite eine konstante Zugkraft von +60 kN eingeleitet. Die an der Festankerseite gemessene Zugkraft betrug während der Versuchsdurchführung ca. +50 kN. Unter der Annahme gleicher Rollreibungsverluste von je ca. 5 kN an beiden Rollenlagern ist im Meßbereich eine konstante Zugkraft von +55 kN anzusetzen.

Die am verformten System angreifende Normalkraft beansprucht die Versuchskörper N1 bis N5 zusätzlich auf Biegung. Dieser Momentenanteil war bei den geringen Verformungen der Versuchskörper so gering, daß er bei der Auswertung der Versuche vernachlässigt werden konnte.

#### 5.2.2 Temperaturverteilung im Betonquerschnitt während der Abkühlung

Bei der gewählten Abkühlungsgeschwindigkeit von  $\dot{\vartheta} = 0,2^{\circ} \text{ K/min}$  stellten sich in den Symmetrieachsen maximale Temperaturdifferenzen von ca.  $20^{\circ} \text{ C}$  ein. Das Bild 5.10 zeigt die Temperaturfelder auszugsweise für die Kerntemperaturen  $\vartheta = -50^{\circ} \text{ C}$  und  $\vartheta = -135^{\circ} \text{ C}$ .

#### 5.2.3 Innerer thermischer Zwang infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl - Versuchsergebnisse

Die Messung der freien thermischen Dehnungen der Baustoffe erfolgte an gesondert hergestellten Prüfkörpern. Die Dehnungen infolge inneren thermischen Zwangs bei Abkühlung von Stahlbetonstäben können nicht gemessen werden. Nach Abkühlung des Versuchskörpers und vor Beginn des Biegeversuchs wurde stets der Null-Abgleich aller Meßkanäle vorgenommen.

Die Dehnungen infolge inneren thermischen Zwangs wurden mittelbar aus den Versuchsergebnissen ermittelt, wobei der im folgenden beschriebene Weg gegangen wurde: Im Bild 5.11 ist der Zusammenhang zwischen dem Biegemoment und der Stahldehnung der Bewehrungslage 2 (Zugzone) schematisch dargestellt. Zur Ermittlung der thermischen Stahlzwangdehnung ist einerseits die Kennlinie des nackten Stahls maßgebend, die das Meßergebnis der Stahldehnungen mittels DMS im Sollriß nach dem Null-Abgleich wiedergibt, ande-

rerseits die Kennlinie, die das theoretische Ergebnis der Stahldehnungen im Sollriß bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs darstellt. Der Versatz der beiden Kennlinien entspricht der thermischen Stahlzwangdehnung  $\bar{\epsilon}_{s\beta z}$ . Diese kann nach dem Einreißen des Sollrißquerschnitts aus der Differenz der berechneten Stahldehnung  $\epsilon_{s\beta}^{II}$  nach Gl. (4.79) und aus der mit DMS gemessenen Stahldehnungen im Sollrißquerschnitt ermittelt werden:

$$\bar{\epsilon}_{s\beta z} = \epsilon_{s\beta}^{II} - \epsilon_{s\beta, DMS}^{II} \quad (5.2)$$

$\epsilon_{s\beta}^{II}$  = Stahldehnung in der Zugzone im Zustand II nach Gl. (4.79)

$\epsilon_{s\beta, DMS}^{II}$  = im Sollriß gemessene Stahldehnung in der Zugzone im Zustand II

Das Bild 5.11 zeigt, wie sich die thermische Stahlzwangdehnung nach der vorgestellten Lösung grafisch aus dem im Sollriß gemessenen Stahldehnungsverlauf ermitteln läßt. Zunächst verlängert man den nahezu geradlinigen im Zustand II gemessenen  $\epsilon_s$ -Verlauf bis zum Schnittpunkt der  $\epsilon_{sR}$ -Achse. Entsprechend wird mit dem rechnerischen  $\epsilon_{s\beta}^{II}$ -Verlauf verfahren. Der Abstand der beiden Schnittpunkte auf der  $\epsilon_{sR}$ -Achse entspricht der thermischen Stahlzwangdehnung  $\bar{\epsilon}_{s\beta z}$ . Auf diese Weise wird in den Bildern 5.14 bis 5.23 die thermische Stahlzwangdehnung der Versuchskörper M1-M5 und N1-N5 grafisch abgeleitet. Die Stahldehnung im Sollriß wurde an zwei Stellen gemessen. Die Streuungen der Meßergebnisse sind i.w. auf die nicht genaue zentrische Lage der DMS im Sollriß zurückzuführen. Zur Auswertung wurde vom Mittelwert ausgegangen.

In Tabelle 5.1 ist das Ergebnis der in den Versuchen mittelbar gemessenen thermischen Zwangbeanspruchung der Versuchskörper zusammengestellt. In den RT-Versuchskörpern herrscht kein Zwang. Bei den TT-Versuchskörpern beträgt die thermische Stahlzwangspannung im Zustand I ca. +55 bis +115 N/mm<sup>2</sup> (Zug), die Vorspannung des Betons ca. -1 N/mm<sup>2</sup> (Druck). Hieraus resultieren thermische Zwangdehnungen  $\bar{\epsilon}_{s\beta z} \cong +0,20$  bis +0,50 ‰ und  $\bar{\epsilon}_{b\beta z} \cong -0,03$  ‰. Im Mittel ist die im Versuch mittelbar gemessene Zwangbeanspruchung ca. 20 % kleiner als die berechnete. Diese Abweichung ist auf unterschiedliche Betonfeuchten von Versuchskörper und Begleitkörper zurückzuführen, an dem die freie thermische Betondehnung gemessen wurde.

Bei der Nachrechnung der Versuchsergebnisse wurde von der inneren thermischen Zwangbeanspruchung ausgegangen, die mittelbar aus den Versuchsergebnissen abgeleitet wurde (aktuelle Zwangbeanspruchung, Tab. 5.1).

Aufgrund des Null-Abgleichs vor der Biege- und Normalkraftbeanspruchung der Versuchskörper sind zur Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs beim Auftragen der Meßergebnisse folgende Korrekturen vorzunehmen:

- Stahldehnung  $\epsilon_s$  in der Bewehrungslage 2 (Zugzone):  
Verschiebung der Meßwerte um das Maß der Stahlzwangdehnung  $\bar{\epsilon}_{s\vartheta z}$  (Zustand I) in den Zugbereich (Bild 5.11)
- Stahlzwangdehnung  $\epsilon_s$  in der Bewehrungslage 1 (Druckzone):  
Verschiebung der Meßwerte um das Maß der Stahlzwangdehnung  $\bar{\epsilon}_{s\vartheta z}$  (Zustand I) in den Zugbereich (Bild 5.13)
- Betondehnung  $\epsilon_b$  und mittlere Dehnung  $\epsilon_m$ :  
Verschiebung der Meßwerte um das Maß der Betonzwangdehnung  $\bar{\epsilon}_{b\vartheta z}$  (Zustand I) in den Druckbereich (Bilder 5.12, 5.13)

#### 5.2.4 Stahldehnungen in der Zugzone

In den Bildern 5.14 bis 5.23 sind die gemessenen Stahldehnungen an den Sollrissen sowie die mittlere Stahldehnung in der Zugzone in Abhängigkeit vom Biegemoment aufgetragen. In Abschn. 5.2.3 wurde aus diesen Darstellungen die aktuelle thermische Zwangbeanspruchung der Versuchskörper abgeleitet. Die thermischen Zwangsdehnungen sind in den aufgetragenen Meßwerten nicht enthalten. Zum einen ist die mittlere Stahldehnung angegeben, die vom Wegaufnehmer in Achse des gezogenen Stahls gemessen wurde, zum anderen die mittlere Stahldehnung, die sich aus den gemessenen Randdehnungen  $\epsilon_{b1m}$  (Druckrand) und  $\epsilon_{b2m}$  (Zugrand) unter Annahme einer linearen Dehnungsverteilung zu

$$\epsilon_{s2m} = \epsilon_{b1m} - (\epsilon_{b1m} - \epsilon_{b2m}) h / d \quad (5.3)$$

berechnen läßt. Die Übereinstimmung beider Werte ist befriedigend, so daß die Annahme der linearen Dehnungsverteilung zur Berechnung von Verformungen über große Meßlängen hinweg berechtigt ist.

Neben den zuvor genannten Meßwerten sind zusätzlich die rechnerischen  $M-\epsilon_s$ -Linien für den Zustand I sowie für den Zustand II ("nackter" Bewehrungsstahl) eingezeichnet. Die Dehnungsdifferenz ( $\epsilon_s^{II} - \epsilon_{sm}$ ) ist ein Maß für die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen.

Die  $M-\epsilon_{sm}$ -Linien haben bei allen Versuchskörpern prinzipiell den gleichen Verlauf. Der Zustand I endet, sobald der 1. Sollriß aufgeht. Kurz darauf öffnet sich auch der 2. Sollriß. Weitere Risse außerhalb der Sollrißstellen treten erst bei höheren Biegemomenten auf, da an diesen Stellen ein ungeschwächter Betonquerschnitt zur Verfügung steht. Der Kurvenverlauf wird mit weiterer Rißbildung zunehmend flacher und nähert sich der rechnerischen Linie für den Zustand II an. Wie schon beschrieben, wurde die Biegebeanspruchung kraftgesteuert aufgebracht. Die hierbei typischen Dehnungssprünge konnten nur bei den TT-Versuchskörpern bei wenigen Laststufen beobachtet werden.

Die mittels DMS gemessenen Stahldehnungen im Sollriß folgen im Zustand I den mittleren Stahldehnungen. Dies gilt nur für die hier gewählte Darstellung der Stahldehnungen infolge Lastbeanspruchung (ohne thermischen Zwang). Nach der Rißbildung an der Sollrißstelle rückt die  $M-\epsilon_s$ -Linie deutlich von der  $M-\epsilon_{sm}$ -Linie ab.

Mit Ausnahme des Biegeversuchs M 5 ( $\vartheta = -170^\circ\text{C}$ ,  $\mu = 0,96\%$ ) konnten alle Versuche bis zur temperaturabhängigen Streckgrenze in der gezogenen Bewehrung gefahren werden. Einer der beiden Bewehrungsstäbe  $\varnothing 22\text{ mm}$  brach bei ca. 76 % des rechnerischen Bruchmoments spröde. Vermutlich war der geringe Einbrand, der beim Aufpunkten der Thermoelemente unvermeidlich war, die Ursache für den Spröbruch. Aus dem Verlauf der  $M-\epsilon_{sm}$ -Linie und aus der Rißentwicklung kann geschlossen werden, daß die Rißentwicklung vor dem Bruch weitgehend abgeschlossen war.

Wie schon in Abschnitt 3.2.3 beschrieben, rissen die Versuchskörper N 1 und N 3 vorzeitig unter der Normalkraft und der Vorlast für die Biegebeanspruchung ein. Die Auswirkung der vorzeitigen Einrisse auf das Meßergebnis zeigen die Bilder 5.19 und 5.21. Die mittlere Stahldehnung und die

Stahldehnung im Sollriß rücken von Anbeginn von der rechnerischen Linie des Zustands I ab. Bei allen anderen Versuchskörpern ist die Anpassung der rechnerischen  $M-\epsilon_{s2m}$ -Linien nach Abschn. 4 an die Versuchsergebnisse als gut zu bezeichnen.

Der Vergleich der Meßergebnisse zeigt deutlich den versteifenden Einfluß tiefer Temperaturen auf das Verformungsverhalten und auf die Zunahme der aufnehmbaren Biegebeanspruchung im Tieftemperaturbereich. Über den Einfluß der Parameter Tieftemperatur, Bewehrungsgrad und Beanspruchungsart auf die Versuchsergebnisse, insbesondere auf die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen, wird in den Abschnitten 5.2.6 und 5.2.7 berichtet.

#### 5.2.5 Dehnungen in der Druckzone

Die Entwicklung der Betonranddehnung und der Dehnung in Achse der Druckbewehrung mit zunehmender Biegebeanspruchung ist in den Bildern 5.24 bis 5.33 angegeben. Der Einfluß des thermischen Zwangs ist in den Darstellungen berücksichtigt. Außerdem sind die entsprechenden rechnerischen Linien der Zustände I und II aufgetragen. Auf den zusätzlich dargestellten rechnerischen Ansatz der mittleren Betonranddehnung im Rißbildungsbereich wird später eingegangen.

Im Zustand I nimmt die gemessene mittlere Betonranddehnung mit steigender Biegebeanspruchung annähernd linear zu. Im Bereich der Rißbildung ist bei allen Versuchskörpern eine vermehrte Zunahme der Betonranddehnungen zu verzeichnen. Die relative Zunahme ist bei den TT-Versuchskörpern deutlich ausgeprägter als bei den RT-Versuchskörpern. Bei Annäherung an das Versagen wachsen die Betonranddehnungen progressiv an. Die Versuchsergebnisse können im Zustand I und II mit dem Rechenmodell befriedigend genau beschrieben werden. Z.T. liegen die gemessenen Werte über den rechnerischen. Der wesentliche Grund hierfür dürfte eine geringfügige Überschätzung der Betondruckfestigkeit im rechnerischen Ansatz sein.

Die Zunahme der Stahldehnungen der Druckbewehrung ist über den gesamten Beanspruchungsbereich hinweg bei allen Versuchskörpern nahezu linear. Dies bestätigt das theoretische Ergebnis nach Abschn. 4.5, daß die thermische



Zwangspannung in der Druckbewehrung auch nach einsetzender Rißbildung nahezu konstant bleibt. Bei einigen Versuchen ist bei Laststufen, bei denen die Betondehnung progressiv zunimmt, ein Abweichen der  $M-\epsilon_{s1R}$ -Linie aus der Geraden in Richtung zu positiven Dehnungen zu beobachten. Als Ursache hierfür ist zu vermuten: An der Stelle des mit Abdeckmaterial umwickelten DMS (Abschn. 3.2.2.3) ist die Verbundqualität örtlich beeinträchtigt, so daß sich der Stahl der Aufnahme von Druckkräften entziehen kann. Weiterhin fällt bei den TT-Versuchen auf, daß bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs die Druckbewehrung von Versuchskörpern mit niedrigem Bewehrungsgrad (M 2, N 2) auch bei hoher Lastbeanspruchung noch unter Zug steht. Bei den Versuchskörpern mit einem höheren Bewehrungsgrad beträgt die resultierende Dehnung der Druckbewehrung im Bruchzustand ca. +0,1‰ bis -0,2‰.

#### 5.2.6 Mittlere Krümmung

Die Meßergebnisse der mittleren Krümmung wurden für alle Versuchskörper auf 3 unterschiedlichen Wegen abgeleitet:

- mittlere Krümmung aus den mittleren Dehnungen an den Außenrändern des Versuchskörpers

$$\kappa_m = \frac{\epsilon_{b1m} - \epsilon_{b2m}}{d} \quad (5.4)$$

- mittlere Krümmung aus der mittleren Dehnung in Höhe der Zugbewehrung und aus der mittleren Dehnung am Außenrand der Druckzone

$$\kappa_m = \frac{\epsilon_{b1m} - \epsilon_{s2m}}{h} \quad (5.5)$$

- mittlere Krümmung aus der Mittendurchbiegung

Die Biegelinie besitzt im Bereich  $M = \text{const}$  die Form einer quadratischen Parabel. Unter Anpassung der Lagerungsbedingungen der Versuchskörper erhält man die mittlere Krümmung in Abhängigkeit von der Mittendurchbiegung  $f$  zu

$$\kappa_m = \frac{-f}{551,25} \cdot 10^3 \quad (5.6)$$

$\kappa_m$  in 1/mm

$f$  in mm

In den Bildern 5.34 bis 5.37 sind die gemessenen mittleren Krümmungen nach den Gln. (5.4) bis (5.6) in Abhängigkeit vom Biegemoment dargestellt. Auszugsweise ist das Ergebnis nur für die Versuchskörper M 1, M 5, N 1 und N 4 dargestellt. Die Übereinstimmung der gemessenen mittleren Krümmungen ist gut. In der folgenden Diskussion wird nur die gemessene mittlere Krümmung nach Gl. (5.5) betrachtet.

Der gemessene Momenten-Krümmungs-Verlauf läßt sich für alle Versuchskörper folgendermaßen charakterisieren: linearer Anstieg im ungerissenen Zustand, Ende des Zustands I nach Rißbildung an den Sollrißstellen, "Erstrißbildung" im ungeschwächten Stabbereich mit anschließender progressiver Krümmungsentwicklung (Rißbildungsbereich); Annäherung der gemessenen  $M$ - $\kappa_m$ -Linie an die rechnerische  $M$ - $\kappa_R$ -Linie des "nackten" Zustands II (abgeschlossenes Rißbild), Zunahme der mittleren Krümmung bei Erreichen der Streckgrenze im gezogenen Stahl. Die Differenz zwischen der Krümmung im Rißquerschnitt und der gemessenen mittleren Krümmung ist ein Maß für die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen. Die Neigung der  $M$ - $\kappa_m$ -Linie entspricht der Biegesteifigkeit:

$$\kappa_B = E \cdot J = \frac{M}{\kappa_m} \quad (5.7)$$

Die Bilder 5.38 bis 5.41 zeigen den Einfluß tiefer Temperaturen auf die mittlere Krümmung und die Mitwirkung des Betons. Tiefe Temperaturen erhöhen die Biegesteifigkeit und die Mitwirkung des Betons in einem ausgeprägten Maß. Die Zunahme ist im Bereich von +20 bis -100 °C deutlich größer als bei weiterer Abkühlung unter -100 °C. Diese Erscheinung resultiert aus der Entwicklung der Betonzugfestigkeit im Tieftemperaturbereich. Bei -80 °C ist die temperaturabhängige Zunahme der Zugfestigkeit des Betons nahezu abgeschlossen.

Bei RT nimmt die Mitwirkung des Betons auf Zug bekanntermaßen mit wachsendem Bewehrungsgrad ab. Diese Tatsache trifft auch für den Tieftempera-

turbereich zu (Bilder 5.42 bis 5.45). Der Einfluß ist aber nicht so ausgeprägt wie der Einfluß tiefer Temperaturen.

Die Bilder 5.46 bis 5.50 zeigen die gemessenen  $M-\kappa_m$ -Linien in Abhängigkeit von der Beanspruchungsart (Biegung bzw. Biegung und Längszugkraft). Wie zu erwarten, sind die Verformungen bei den Versuchskörpern mit einer zusätzlichen Normalzugkraft größer als bei den rein biegebeanspruchten. Dies gilt auch bei tiefen Temperaturen. Der Einfluß der Beanspruchungsart ist bei der gewählten Normalkraft (s. Randbedingungen bei der Wahl im Abschnitt 3.2.3) allerdings relativ klein, insbesondere bei den Versuchskörpern mit einem höheren Bewehrungsgrad.

Der Vergleich mit den rechnerischen  $M-\kappa$ -Linien für die Zustände I und II zeigt, daß das Verformungsverhalten zutreffend rechnerisch beschrieben werden kann. Größere Abweichungen sind nur bei den vorzeitig eingerissenen Versuchskörpern im Zustand I festzustellen.

#### 5.2.7 Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen

In den Bildern 5.51 bis 5.58 ist der Zusammenhang zwischen der Stahlspannung im Riß und der mittleren Stahlspannung in Abhängigkeit von tiefen Temperaturen (Bilder 5.51 bis 5.54), in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad (Bilder 5.55, 5.56) und in Abhängigkeit von der Beanspruchungsart (Bilder 5.57, 5.58) aufgetragen. Die Darstellungen bestätigen die Ausführungen in Abschn. 5.2.6. Tiefe Temperaturen üben auf die Mitwirkung des Betons einen viel größeren Einfluß aus.

Der  $\sigma_{s2R}-\sigma_{s2m}$ -Verlauf in den Bildern 5.57 und 5.58 läßt vermuten, daß die Mitwirkung des Betons bei reiner Biegebeanspruchung kleiner ausfällt als bei Biegung und Normalzugkraft. Es wird deutlich, daß der Kurvenverlauf wesentlich durch die Erstrißstahlspannung  $\sigma_{s2R}^1$  bestimmt wird. Diese ist bei der Beanspruchung auf Biegung und Normalzugkraft größer als bei reiner Biegebeanspruchung. Die hier gewählte Darstellungsform  $\sigma_{s2R}-\sigma_{s2m}$  scheint demnach zur Beurteilung des Einflusses der Beanspruchungsart auf die Mitwirkung des Betons auf Zug nicht aussagekräftig.

Aus diesem Grunde wird zur Beurteilung auf den Verlauf der  $M-\kappa$ -Linien in den Bildern 5.46 bis 5.50 zurückgegriffen. Der Vergleich der die Mitwirkung charakterisierenden Krümmungen  $\Delta\kappa_m$  legt den Schluß nahe, daß die Beanspruchungsart keinen wesentlichen Einfluß auf die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen ausübt. Dies gilt auch für tiefe Temperaturen.

#### 5.2.8 Stahldehnungen entlang der Stabachse

Die Stahldehnungen in der Bewehrungslage 2 (Zugzone) wurden an je 2 Meßstäben der Versuchskörper gemessen (s. Abschn. 3.2.2.3). In den Bildern 5.59 bis 5.63 sind die Stahldehnungen entlang der Stabachse für unterschiedliche Laststufen aufgetragen. Bei den TT-Versuchskörpern sind die Stahldehnungen infolge inneren thermischen Zwangs den Stahldehnungen infolge Last superponiert.

Im ungerissenen Zustand ist die Stahldehnung entlang der Stabachse nahezu konstant. Nach weiterer Laststeigerung öffnen sich die Risse an den Sollrißstellen. Die Stahldehnungen in den Sollrissen nehmen deutlich zu. Links und rechts neben den Sollrissen werden die Stahldehnungen durch Einleitung der Zugkraft in den Beton über Verbundwirkung abgebaut. Stabbereiche außerhalb der Einleitungslängen befinden sich noch im ungerissenen Zustand. Bei höherer Biegebeanspruchung treten schließlich auch in diesen Risse auf. Die Stahldehnungen in diesen Rissen und der zugehörige Abbau der Dehnungen in anschließenden Einleitungsbereichen konnten wegen der geringen DMS-Anzahl nicht exakt erfaßt werden. Bei hoher Beanspruchung bzw. nach nahezu abgeschlossenem Rißbild wird der Dehnungsverlauf bei einigen Versuchskörpern zunehmend gleichmäßiger. Dies ist auf den Abbau der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen zurückzuführen.

Der Abbau der Stahldehnungen neben den Rissen ist ein Maß für die Verbundgüte. Betrachtet man den Verlauf der Stahldehnungen neben den Sollrissen für Beanspruchungen, bei denen der ungeschwächte Stabquerschnitt noch ungerissen ist, so wird folgendes deutlich: Tiefe Temperaturen führen zu einem steileren Abfall der Stahldehnungen neben den Rissen und damit zur Versteifung des Verbundes.

Bei der Interpretation der gemessenen Stahldehnungen ist zu bedenken, daß Abdeckmaterial der Dehnmeßstreifen und Kabelführung örtlich den Verbund schwächen und damit auch das Meßergebnis beeinträchtigen.

### 5.2.9 Änderung der Biege- und Dehnsteifigkeit durch Rißbildung

Die rechnerische Biege- und Dehnsteifigkeit von Stahlbetonstäben im Zustand I lassen sich berechnen nach:

$$K_{B\beta}^I = E_{b\beta} \cdot J_{i\beta} \quad \text{Biegesteifigkeit} \quad (5.8)$$

$$K_{D\beta}^I = E_{b\beta} \cdot A_{i\beta} \quad \text{Dehnsteifigkeit} \quad (5.9)$$

Mit den Versuchsergebnissen ergeben sich die Biege- und Dehnsteifigkeit im Zustand I und II wie folgt:

$$K_{B\beta} = - \frac{M}{\kappa_m} \quad \text{Biegesteifigkeit} \quad (5.10)$$

$$K_{D\beta} = \frac{N}{\epsilon_{mm}} \quad \text{Dehnsteifigkeit} \quad (5.11)$$

$\kappa_m$  mittlere Krümmung

$$\epsilon_{mm} = \epsilon_{b1m} + \frac{\epsilon_{s2m} - \epsilon_{b1m}}{2 \lambda} = \text{mittlere Dehnung in Bauteilachse} \quad (5.12)$$

In Tabelle 5.2 sind die Biegesteifigkeiten im Zustand I für alle Versuchskörper nach den Gl.n. (5.8) und (5.10) zusammengestellt. Ferner sind die rechnerischen Dehnsteifigkeiten im Zustand I nach Gl. (5.9) angegeben. Die Querschnitts- und Materialkennwerte sind in den Tabellen 4.2 bzw. 2.3 enthalten. Die Übereinstimmung der rechnerischen und der aus Versuchsergebnissen ermittelten Biegesteifigkeiten ist befriedigend. Die größeren Abweichungen bei den Versuchskörpern N 1 und N 3 sind auf die schon erwähnte vorzeitige Rißbildung zurückzuführen. Biege- und Dehnsteifigkeit von Stahlbetonstäben sind im Zustand I bei tiefen Temperaturen deutlich höher als bei RT. Dies ist i.w. auf den größeren Beton-E-Modul bei tiefen Temperaturen zurückzuführen.

In den Bildern 5.64 bis 5.67 sind die gemessenen Biegesteifigkeiten der Versuchskörper in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß aufgetragen.

Die Bilder 5.68 und 5.69 zeigen den gemessenen Dehnsteifigkeitsverlauf für die auf Biegung und Normalzugkraft beanspruchten Versuchskörper N1 bis N5. Die Berechnung der Steifigkeiten im Zustand I wurde nach Gl. (5.8) bzw. (5.9) vorgenommen, die Berechnung der Steifigkeiten mit zunehmender Rißbildung erfolgte unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse mit den Gln. (5.10) und (5.11).

Nach der Erstrißbildung an den Sollrißstellen fallen die Biege- und die Dehnsteifigkeit unabhängig von tiefen Temperaturen steil ab. Eine weitere progressive Steifigkeitsabnahme tritt nach der "Erstrißbildung" im ungeschwächten Stabbereich auf. Bei den Versuchskörpern M 2, M 4, N 1 und N 5 ist am geknickten Kurvenverlauf der Einfluß der "vorzeitigen" Rißbildung an den Sollrißstellen auf die Abnahme der Steifigkeiten deutlich zu erkennen. Es fällt auf, daß die Biegesteifigkeit nach abgeschlossenem Rißbild bei tiefen Temperaturen nur geringfügig über der Biegesteifigkeit bei RT liegt. Die Ursache hierfür ist zum einen die relativ große Abnahme der wirksamen Betonfläche aller Versuchskörper mit zunehmender Rißbildung (kleine verbleibende Druckzonenhöhe von ca. 8 - 11 cm) und zum anderen der relativ geringe Anstieg des Stahl-E-Moduls bei tiefen Temperaturen. Die Dehnsteifigkeit ist nach abgeschlossener Rißbildung bei allen Versuchskörpern nahezu gleich.

In den Bildern 5.70 bis 5.79 sind die bezogenen Biege- und Dehnsteifigkeiten in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß aufgetragen. Auf die zusätzlich eingezeichneten rechnerischen Steifigkeitsverläufe wird in Abschnitt 6 eingegangen.

Die auf die Steifigkeiten des Brutto-Querschnitts bezogenen Steifigkeiten  $k_B$  und  $k_D$  errechnen sich zu

$$k_B = \frac{K_{B3}}{K_{B0}^I} = \frac{K_{B3}}{E_{b3} \cdot J_{b3}} \quad (5.13)$$

$$k_D = \frac{K_{D3}}{K_{D0}^I} = \frac{K_{D3}}{E_{b3} \cdot A_{b3}} \quad (5.14)$$

Tiefe Temperaturen haben keinen wesentlichen Einfluß auf die relative Biege- und Dehnsteifigkeitsabnahme. Stahlbetonstäbe mit einem höheren Bewehrungsgrad weisen nach abgeschlossener Rißbildung eine größere Steifigkeit auf als Stahlbetonstäbe mit einem geringeren Bewehrungsgrad. Dies gilt auch für tiefe Temperaturen. Bei einigen Versuchskörpern, die auf Biegung und Normalzugkraft beansprucht werden, ist die Biegesteifigkeit nach abgeschlossenem Rißbild geringfügig kleiner als die Biegesteifigkeit der entsprechenden auf reine Biegung beanspruchten Versuchskörper.

## 5.2.10 Rißbildung

### 5.2.10.1 Rißbilder nach abgeschlossener Rißbildung

In den Bildern 5.80 bis 5.89 sind die Rißbilder der Versuchskörper nach abgeschlossener Rißbildung aufgetragen. Weitere Fotos sind im 3. Zwischenbericht dieses Forschungsvorhabens enthalten.

Den Rißbildern sind folgende Rißtypen zu entnehmen:

- Hauptrisse (HR)

Diese Risse verlaufen nahezu normal zur Versuchskörper-Längsachse; sie beginnen am Zugrand der auf Biegung beanspruchten Versuchskörper und enden, unter Berücksichtigung des Zugspannungskeils, vor der Nulllinie.

- Nebenrisse (NR)

Sie gehen vom Zugrand aus, verlaufen unter ca.  $45^{\circ}$  zur Versuchskörperachse und münden z.T. in die HR ein. Die NR erreichen nicht die Nulllinie.

- Längsrisse

Sie gehen von HR und NR aus und verlaufen längs der Bewehrungsstabachse.

- Schubrisse

Die Schubrisse resultieren aus schiefen Hauptzugspannungen. Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wird auf die Schubrißbildung nicht eingegangen.

Im Bereich  $M = \text{const}$ ,  $l = 2,10 \text{ m}$  traten bei allen Versuchskörpern rd. 11 bis 13 HR auf. Die Risse an den Sollrißstellen waren in jedem Fall HR. Die Abstände der HR sind bei den TT-Versuchskörpern stets größer als bei den RT-Versuchskörpern. Auf die Rißabstände wird in Abschn. 5.2.10.3 eingegangen. Z.T. ist zu beobachten, daß der Abstand zwischen der Rißwurzel und dem Druckaußenrand bei tiefen Temperaturen kleiner ist als bei RT. Der Abstand beträgt bei TT ca. 5 bis 8 cm, bei RT ca. 7 bis 14 cm. Die Vergabelung der HR im Bereich der Rißwurzel ist bei TT ausgeprägter als bei RT.

Der Anteil der NR an der Anzahl HR und NR nimmt bei TT zu.

Längsrisse treten an den Stellen auf, an denen die Ringzugspannungen infolge hoher Verbundbeanspruchung nicht mehr aufgenommen werden können. Die größten Ringspannungen treten an den HR und NR auf. Die Bereiche in der Mitte zwischen den HR bleiben - mit wenigen Ausnahmen - frei von Längsrissen. Die Längsrißbildung ist bei den Versuchen unterschiedlich ausgeprägt. Ein eindeutiger Einfluß der o.g. Versuchsparameter kann nicht festgestellt werden.

#### 5.2.10.2 Entwicklung des Rißbildes

Die Bilder 5.90 bis 5.94 zeigen den Rißbildungsfortschritt der untersuchten Versuchskörper. Aufgetragen sind die Rißbilder für ausgewählte Laststufen mit der Angabe des zugehörigen Biegemoments. Schließlich ist das abgeschlossene Rißbild dargestellt, wobei für die HR und NR die Laststufe der Rißentstehung und das entsprechende Biegemoment angegeben ist. Einige dicht beieinanderliegende NR konnten nicht eindeutig detektiert werden (s. Abschn. 3.2.2.6).

Der Rißbildungsfortschritt ist bei allen Versuchskörpern ähnlich:

- Zunächst öffnen sich die Risse an den Sollbruchstellen. Z.T. erscheinen die Sollrisse als "kurze" Anrisse am Zugrand, z.T. reichen die Sollrisse sofort nach der Rißlast bis zur halben Bauteilhöhe.



- Nach weiterer Laststeigerung reißen die Versuchskörper in ungeschwächten Bereichen ein. Der Ort der Rißbildung ist zufällig. Mit zunehmender Beanspruchung wächst die Rißtiefe.
- Es bilden sich zunächst nahezu alle HR, ehe nach weiterer Laststeigerung die ersten NR auftreten. Bei einigen Versuchskörpern folgen nach dem Auftreten erster NR noch ca. 1 bis 3 HR bis zur Einstellung des Endrißbildes. Ähnliche Beobachtungen wurden auch in /6/ gemacht.
- Die Längsrißbildung konnte mit der gewählten Anordnung der Rißdetektoren nicht detektiert werden. Bei den RT-Versuchen konnte festgestellt werden, daß die Längsrißbildung i.d.R. nach Einstellung des abgeschlossenen Rißbildes (HR und NR) einsetzte. Es ist zu vermuten, daß dies auch bei tiefen Temperaturen gilt. Zur Bestätigung sind weitere Untersuchungen erforderlich.

In der Tabelle 5.3 sind die Stahlspannungen zusammengestellt, die nach der Erstrißbildung an den Sollrißstellen sowie im ungeschwächten Querschnitt und nach der Einstellung des weitgehend stabilisierten Rißbildes im gezogenen Bewehrungsstahl vorherrschen. Die Stahlspannungen geben die wesentlichen Beanspruchungsgrenzen für die Rißentwicklung an.

#### 5.2.10.3 Rißabstände

Nach Abschn. 3.2.2.6 wurde die Rißentwicklung auf der Oberseite (Außen-Zugrand) und auf einer Seitenfläche der Versuchskörper gemessen. Die Darstellungen der Endrißbilder zeigen, daß die Anzahl der Risse auf der Oberseite weitgehend der Anzahl der Risse in Höhe der Zugbewehrung entspricht (Bilder 5.80 bis 5.89). Dies wird durch die Rißdetektoren-Messungen der Rißentwicklung bestätigt.

In den Bildern 5.95 bis 5.98 sind die mittleren Rißabstände der HR sowie der HR und NR zusammen in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß dargestellt. Der mittlere Rißabstand ergibt sich zu:

$$s_{Rm} = \frac{l_0}{n-1} \quad (5.15)$$

$l_0$  = Abstand der beiden äußersten Risse im betrachteten Bereich  $M = \text{const}$ ,  
 $l = 2,10 \text{ m}$

$n$  = Anzahl der Risse

Die Darstellungen veranschaulichen, daß die NR i.d.R. nach weitgehend abgeschlossener Hauptrißbildung auftreten. Der vertikale Abstand zwischen der durchgezogenen und der gestrichelten Meßkurve im nahezu horizontalen Kurvenverlauf ist ein Maß für den Anteil der NR an allen Rissen (HR und NR). Aus dem größeren Abstand bei TT geht hervor, daß die anteilige NR-Bildung bei TT ausgeprägter ist als bei RT.

Die stabilisierten Rißbilder stellen sich bei RT bei Stahlspannungen von rd. 300 bis 350 N/mm<sup>2</sup> ein, bei  $\vartheta = -100^\circ\text{C}$  bei rd. 400 bis 500 N/mm<sup>2</sup> und bei  $\vartheta = -170^\circ\text{C}$  bei ca. 500 bis 650 N/mm<sup>2</sup>. Das höhere Beanspruchungsniveau bei TT resultiert aus der tieftemperaturbedingten Steigerung der Betonzugfestigkeit.

Im Bild 5.99 und in der Tabelle 5.4 sind die mittleren Endrißabstände zusammengestellt. Bei der Auswertung der mittleren Endrißabstände wurden zusätzlich die Risse auf der hinteren Seitenfläche der Versuchskörper berücksichtigt. Die Anzahl der HR war in allen Fällen auf beiden Seitenflächen gleich groß. Bei der vergleichenden Betrachtung der NR konnten z.T. geringfügige Unterschiede festgestellt werden, so daß eine ausreichend genaue Mittelwertbildung vorgenommen wurde.

Der mittlere Endrißabstand der HR nimmt bei TT zu. Dagegen ist bei der Betrachtung der mittleren Endrißabstände aller Risse HR + NR festzustellen, daß sie sich bei TT nicht wesentlich von jenen bei RT unterscheiden.

Ein eindeutiger Einfluß des Bewehrungsgrades auf den mittleren Endrißabstand ist nicht erkennbar. Die mittleren Endrißabstände der HR sowie aller Risse sind bei tiefen Temperaturen bei den nur biegebeanspruchten Versuchskörpern geringfügig kleiner als bei den auf Biegung und Normalzugkraft beanspruchten Versuchskörpern. Bei RT kommt diese Abhängigkeit nicht zum Ausdruck.

#### 5.2.10.4 Rißbreiten

Die Rißbreiten konnten aus versuchstechnischen Gründen nur an den Sollbruchstellen gemessen werden (Abschn. 3.2.2.5). Die Rißbreitenmessung erfolgte am Zugaußenrand, in Höhe der Zugbewehrung und in einem Abstand von 15 cm vom Zugaußenrand.

Die Bilder 5.100 bis 5.103 zeigen auszugsweise die gemessenen mittleren Rißbreiten im Sollriß der Versuchskörper M 1, M 2, N 1 und N 2 in Abhängigkeit vom Biegemoment und von der Rißtiefe. Der vertikale Abstand der 3 Meßkurven ist ein Maß für die "Klaffung" des Sollrisses. Die Auswertung aller Rißbreitenmessungen ergibt, daß die Prüftemperatur, der Bewehrungsgrad und die Beanspruchungsart keinen wesentlichen Einfluß auf die Klaffung bzw. auf die Form des Risses haben.

In den Bildern 5.104 bis 5.107 ist die mittlere Rißbreite an den Sollrißstellen in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß und von tiefen Temperaturen aufgetragen. Die Rißbreiten sind bei RT größer als bei TT. Dies resultiert aus der Versteifung des Verbundes bei tiefen Temperaturen. Die mittleren Rißbreiten sind bei  $\vartheta = -100\text{ }^{\circ}\text{C}$  und  $-170\text{ }^{\circ}\text{C}$  bei mittleren Beanspruchungsgraden etwa gleich groß. Bei höheren Beanspruchungsgraden liegen die Rißbreiten bei  $\vartheta = -100\text{ }^{\circ}\text{C}$  über den Rißbreiten bei  $\vartheta = -170\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Bei der Rißbreitenentwicklung des Versuchskörpers M 2 ( $\mu = 0,50\text{ }%$ ,  $\vartheta = -170\text{ }^{\circ}\text{C}$ , reine Biegung) können sprunghafte Veränderungen der Rißbreiten bei höheren Beanspruchungsgraden beobachtet werden. Die ca. 0,025 mm großen sprunghaften Zunahmen sind auf die in den TT-Verbundversuchen beobachteten Verschiebungssprünge infolge innerer Verbundrißbildung zurückzuführen.

Im Bild 5.108 sind die gemessenen mittleren Rißbreiten unmittelbar nach der Erstrißbildung und nach Einstellung des stabilisierten Rißbildes zusammengestellt.

Zusammenfassend können folgende Ergebnisse zur Rißbreitenuntersuchung angegeben werden:

- Infolge der höheren Betonzugfestigkeit bei TT sind die Erstrißkräfte bei den TT-Versuchskörpern größer als bei den RT-Versuchskörpern. Aus diesem Grunde sind die Rißbreiten bei Erstrißbildung bei TT größer als bei RT.
- Die Rißbreiten sind für gleiche Beanspruchungsgrade bei TT kleiner als bei RT (Bild 5.108).
- Die Rißbreiten sind aufgrund der höheren ausnutzbaren Stahlspannung kurz vor Erreichen der Streckgrenze bei TT größer als die Rißbreiten bei RT beim entsprechenden Beanspruchungsgrad (Bild 5.108).
- Der Bewehrungsgrad hat bei etwa gleichem Verhältnis  $d_s/\mu_{ef}$  keinen wesentlichen Einfluß auf die Rißbreiten. Dies gilt auch für TT.
- Die Rißbreiten der auf Biegung und Normalzugkraft beanspruchten Versuchskörper sind geringfügig größer als die Rißbreiten der rein biegebeanspruchten Versuchskörper.

#### 5.2.11 Tragfähigkeit der Versuchskörper

Bei den Versuchskörpern wird das Versagen durch Fließen der Biegezugbewehrung eingeleitet. Eine Ausnahme bildete nur der Versuchskörper M 5 ( $\vartheta = -170^\circ\text{C}$ ,  $\mu = 0,96\%$ ), der bei ca. 76 % des rechnerischen Biegebruchmoments spröde brach. In der Tab. 5.5 sind die rechnerischen Bruchmomente den im Versuch ermittelten Bruchmomenten gegenübergestellt.

Unter dem rechnerischen Bruchmoment wird hier einheitlich das Biegemoment bei Erreichen der 0,2 %-Dehngrenze in der Biegezugbewehrung verstanden (Tab. 2.4). Bei den RT-Versuchskörpern wird die Spannungsverteilung in der Betondruckzone parabel-rechteckförmig angenommen (Abschn. 4.6.2), bei den TT-Versuchskörpern dreieckförmig (Abschn. 4.6.1). Die Werkstoffeigenschaften von Stahl und Beton wurden temperaturabhängig in die Berechnung eingeführt.

Die Versuche wurden - wie schon erwähnt - abgebrochen, sobald die Biegezugbewehrung die Streckgrenze erreichte. Das Erreichen der Streckgrenze

konnte an der beschleunigten Zunahme der Verformungen ohne wesentliche Laststeigerung erkannt werden. Das bei Erreichen der Streckgrenze aufgebrauchte Biegemoment wird als das im Versuch ermittelte Bruchmoment  $M_{U}^V$  definiert. Bei den in der Tab. 5.5 angegebenen Werten  $M_{U}^V$  bleibt das vernachlässigbar kleine Biegemoment infolge Eigengewicht unberücksichtigt.

Die Tab. 5.5 zeigt eine gute Übereinstimmung der rechnerischen Bruchmomente mit den im Versuch ermittelten Bruchmomenten. Die mittlere Abweichung beträgt nur ca. 3 %. Dieses Ergebnis bestätigt die Richtigkeit des im Abschn. 4 vorgestellten Berechnungsmodells.

In der Tab. 5.6 ist die berechnete und die in den Versuchen ermittelte Tragfähigkeitserhöhung der TT-Versuchskörper gegenüber den entsprechenden RT-Versuchskörpern zusammengestellt. Bei  $\vartheta = -100\text{ }^{\circ}\text{C}$  beträgt die Tragfähigkeitserhöhung ca. 20 bis 40 %, bei  $\vartheta = -170\text{ }^{\circ}\text{C}$  ca. 55 bis 80 %.

## 6. Berechnungsmodell

### 6.1 Vorbemerkungen

Die Kenntnis der zentrischen Zugfestigkeit von Beton bei tiefen Temperaturen ist eine wesentliche Voraussetzung, um die Zwangbeanspruchung in LNG-Behälter-Bauteile - z.B. infolge Temperatur - sicher abschätzen zu können. Bislang wurde die zentrische Zugfestigkeit bei TT i.w. aus versuchstechnischen Gründen über die Spaltzugfestigkeit geschätzt. Unter Verwendung bekannter RT-Ansätze wird die Spaltzugfestigkeit i.d.R. in Beziehung zur Betondruckfestigkeit gesetzt /1/. In der vorliegenden Forschungsarbeit wird u.a. überprüft, ob der bei RT geltende Zusammenhang zwischen der Spaltzugfestigkeit und der Biegezugfestigkeit auch bei TT gilt. Durch die vergleichende Untersuchung der Biegezugfestigkeit bei TT gelingt eine sicherere Abschätzung der zentrischen Zugfestigkeit im Tieftemperaturbereich. Endgültig abgesicherte Erkenntnisse zur zentrischen Betonzugfestig-

keit bei TT können allerdings erst durch entsprechende Versuche gewonnen werden. Zur Zeit laufen am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz die ersten Vorarbeiten zur Untersuchung der zentrischen Zugfestigkeit von Beton bei TT.

Der wesentliche Teil des vorliegenden Forschungsvorhabens beschäftigt sich mit der Beanspruchung und der Verformung von Stahlbetonbauteilen infolge Biegung sowie infolge Biegung und Normalzugkraft bei tiefen Temperaturen. Zur Zeit liegen zahlreiche Ergebnisse und Berechnungsmodelle zu entsprechenden Untersuchungen bei RT vor, so z.B. in /8, 9, 10, 11, 12, 13/. Bei der Beschreibung des Verhaltens von Stahlbetonbauteilen bei TT wird im folgenden auf die bei RT gültigen Berechnungsmodelle aufgebaut. Dabei werden die tieftemperaturabhängigen mechanischen Kennwerte der Baustoffe Stahl und Beton berücksichtigt. Soweit erforderlich, werden bei empirisch ermittelten Berechnungsmodellen auch die verwendeten Koeffizienten temperaturabhängig eingeführt.

In Abschn. 4 wurde ein Berechnungsmodell zur Beschreibung des inneren thermischen Zwangs infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens der Baustoffe Stahl und Beton sowie zur Beschreibung der Beanspruchung von Stahlbetonbauteilen infolge äußerer Lasten vorgestellt. Die Modellbeschreibung erfolgte gesondert für Stahlbetonstäbe im Zustand I und für Stahlbetonstäbe im Zustand II. Der Vergleich der Rechenergebnisse mit den Versuchsergebnissen ergab bei allen Versuchskörpern eine befriedigende Übereinstimmung. Auf weitere Ausführungen zu diesem Thema wird im vorliegenden Abschnitt "Berechnungsmodell" verzichtet.

Die Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs bei der Aufstellung von Berechnungsmodellen erfolgt nach den Ausführungen in Abschn. 4.

## 6.2 Analytische Beschreibung der Biegezugfestigkeit von Beton bei tiefen Temperaturen

Nach dem CEB-FIP-Model Code ist die Biegezugfestigkeit mit der Betondruckfestigkeit über den folgenden Ansatz verknüpft:

$$\beta_{BZ,3} = c_3 \cdot \beta_{C,3}^{2/3} \quad (6.1)$$

Im Bild 6.1 ist der sich aus den Versuchsergebnissen ergebende Zusammenhang zwischen Biegezugfestigkeit und Zylinderdruckfestigkeit des Betons bei tiefen Temperaturen aufgetragen. Die Zylinderdruckfestigkeit wurde dabei an Begleitkörpern mit einem Durchmesser von 8 cm und einer Höhe von 16 cm ermittelt. Die obere und untere Grenzkurve umschließen die Mittelwerte aller Versuchsergebnisse. Die Grenzkurven ergeben sich unter Ansatz nach Gl. (6.1) zu

$$\beta_{BZ,3} = 0,46 \beta_{C3}^{2/3} \quad \text{untere Grenzkurve} \quad (6.2)$$

$$\beta_{BZ,3} = 0,95 \beta_{C3}^{2/3} \quad \text{obere Grenzkurve} \quad (6.3)$$

Hierin ist  $\beta_{C3}$  der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit. Die Verknüpfung der mittleren Biegezugfestigkeit mit der Zylinderdruckfestigkeit lautet bei TT:

$$\beta_{BZ,3} = 0,71 \beta_{C3}^{2/3} \quad (6.4)$$

Aus dem Abstand der Grenzkurven wird deutlich, daß die Streuung der gemessenen Betonbiegezugfestigkeit bei TT beträchtlich ist.

Mit den Gln. (6.2), (6.3), (6.4) und den Gln. gemäß Bild 27 in /1/, Teil 2, läßt sich der Zusammenhang zwischen der Biegezugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit von Beton bei tiefen Temperaturen bestimmen:

$$\frac{\beta_{SZ,3}}{\beta_{BZ,3}} = 0,59 \quad \text{obere Grenzkurve} \quad (6.5)$$

$$\frac{\beta_{SZ,3}}{\beta_{BZ,3}} = 0,65 \quad \text{untere Grenzkurve} \quad (6.6)$$

$$\frac{\beta_{SZ,3}}{\beta_{BZ,3}} = 0,61 \quad \text{mittlere Kurve} \quad (6.7)$$

In /14/ wird für RT der Quotient  $\beta_{SZ} / \beta_{BZ} = 0,60$  genannt. Es fällt auf, daß der für RT bekannte Zusammenhang zwischen der Spaltzugfestigkeit und Bie-

gezugfestigkeit von Beton auch bei tiefen Temperaturen gültig ist. Einschränkung muß hier aber erwähnt werden, daß dies zunächst nur für den hier untersuchten foliengelagerten Beton B 25 nachgewiesen ist. Die Frage, ob das Ergebnis auch auf andere Betongüten mit unterschiedlichen, mittleren Feuchten übertragen werden kann, läßt sich nur durch weitere Versuche beantworten.

Zahlreiche Versuche /16/ haben ergeben, daß der Zug- und der Druck-Elastizitätsmodul (Sekanten-Modul bis  $\beta_c/3$ ) von Beton bei RT annähernd gleich groß sind. Im Bild 6.2 sind die Mittelwerte der gemessenen Zug-Elastizitätsmoduli in Abhängigkeit von tiefen Temperaturen aufgetragen. Zusätzlich ist das Berechnungsergebnis nach Gl. (9) von /1/, Teil 2, eingezeichnet. Die Gl. (9) wurde aus Druckversuchen bei TT abgeleitet. Zur Berechnung der Zug-Elastizitätsmoduli bei TT nach Gl. (9) wurde in der Gleichung für  $E_{b0}$  der bei RT gemessene Zug-Elastizitätsmodul eingesetzt. Das Rechenergebnis stimmt gut mit dem Versuchsergebnis überein, obwohl die Gl. (9) die Unstetigkeit der Meßkurve bei  $-40\text{ °C}$  und die Abflachung im Bereich  $-135\text{ °C}$  bis  $-170\text{ °C}$  nicht darstellen kann. Die Untersuchungen bestätigen eine annähernde Übereinstimmung von Druck- und Zug-E-Moduli des Betons bei tiefen Temperaturen.

Wie schon in Abschn. 5.1 beschrieben, weisen die Biegezugbruchdehnungen von Beton bei ca.  $-20\text{ °C}$  bis  $-40\text{ °C}$  ein ausgeprägtes Maximum auf. In /15/ wird vorgeschlagen, die Biegezugbruchdehnung bei TT nach der folgenden Gleichung zu berechnen:

$$\epsilon_{z\vartheta} = \epsilon_{z0} + \Delta \epsilon_{z\vartheta} \approx \epsilon_{z0} + \frac{\epsilon_{z0}}{3} \left( 1 - \frac{\vartheta + 170}{170} \right) \quad (6.8)$$

$\epsilon_{z0}$  = Biegezugbruchdehnung bei RT

$$-170\text{ °C} \leq \vartheta \leq 0\text{ °C}$$

Diese Gleichung baut auf Versuchsergebnissen auf, die aus Zugversuchen bei tiefen Temperaturen unter Verwendung sog. "dogbone's" der Betongüte B 45 erhalten wurden /19/. Die Auswertung von Gl. (6.8) für den dieser Forschungsarbeit zugrundeliegenden Beton der Güte B 25 zeigt, daß die Berechnung die hohe Zunahme der gemessenen Biegezugbruchdehnung bei TT nicht



wiedergibt (Bild 6.3). Vermutlich haben die Betongüte und vor allem die mittlere Betonfeuchte einen wesentlichen Einfluß auf die Biegezugbruchdehnungen bei tiefen Temperaturen. Dies ist noch durch weitere Versuche zu klären.

In Bild 6.3 wird die Meßkurve für den foliengelagerten Beton (B 25) näherungsweise durch zwei Geraden angeglichen. Die Geradengleichungen lauten:

für  $-20\text{ °C} \leq \vartheta \leq +20\text{ °C}$

$$\epsilon_{zu,\vartheta} = \epsilon_{zu,0} \left( 1 + 1,35 \cdot \frac{20 - \vartheta}{40} \right) \quad (6.9)$$

für  $-170\text{ °C} \leq \vartheta \leq -20\text{ °C}$

$$\epsilon_{zu,\vartheta} = \epsilon_{zu,0} \left( 1,45 + 0,90 \cdot \frac{\vartheta + 170}{150} \right) \quad (6.10)$$

$\epsilon_{zu,0}$  = Biegezugbruchdehnung bei RT

### 6.3 Berechnungsmodell für Beanspruchung und Verformung von Stahlbetonbauteilen unter Biegung bzw. Biegung und Längskraft bei tiefen Temperaturen

#### 6.3.1 Biegezugfestigkeit des Betons bei TT

Um die Rißbildung und Verformung von Stahlbetonstäben bei tiefen Temperaturen analytisch beschreiben zu können, ist die zutreffende Formulierung der Biegezugfestigkeit des Betons bei TT erforderlich. Bekanntlich darf die an kleinen Betonproben unter Laborbedingungen ermittelte Betonbiegezugfestigkeit nicht auf Stahlbetonbauteile in der Baupraxis übertragen werden /14, 18/. Die Bauteildicke, sog. Mischungsstreuungen und die veränderten Bedingungen, unter denen der Beton auf der Baustelle verarbeitet wird, haben einen wesentlichen Einfluß auf die Betonbiegezugfestigkeit.

Die Betonbiegezugfestigkeit der Versuchskörper - definiert als die maximal aufnehmbare Betonzugspannung am Zugrand des Querschnitts unmittelbar vor der Erstrißbildung - läßt sich wie folgt ermitteln (s. Abschn. 4.4):

$$\beta_{BZ,9} = \sigma_{b9z} + \frac{N_R^1}{A_{i9}} + \frac{M_R^1}{W_{i92}} \quad (6.11)$$

$\sigma_{b9z}$  ist die aktuelle thermische Zwangsspannung (Druck) im Beton,  $N_R^1$  und  $M_R^1$  sind die unmittelbar vor der Rißbildung vorhandenen Schnittgrößen. Die Biegebeanspruchung der Versuchskörper infolge Eigengewicht wurde berücksichtigt, indem die tatsächliche Momentenfläche im Meßbereich durch eine rechteckige ersetzt wurde. Die Gleichung wurde für die Erstrißbildung an der Sollbruchstelle sowie für die "Erstrißbildung" im Regelquerschnitt ausgewertet. Die Berücksichtigung der Sollrißstellen bei der Ermittlung der Betonbiegezugfestigkeit bringt einige Ungenauigkeiten mit sich, da nur mit geringer Wahrscheinlichkeit davon ausgegangen werden kann, daß der Sollriß und der Ort der geringsten Biegezugfestigkeit im Versuchskörper zusammenfallen. Das Versuchsergebnis der Betonbiegezugfestigkeit ist im Bild 6.4 aufgetragen. Die Streuung der gemessenen Biegezugfestigkeit ist bei einer Temperatur von -170 °C besonders groß.

In /14/ wird unter Anwendung statistischer Methoden der Zusammenhang zwischen Würfeldruckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit, Biegezugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit von Beton bei RT beschrieben. Die Streuung der Betonzugfestigkeit wird dabei durch die Angabe der 5 %- und 95 %-Fraktilen berücksichtigt. Nach /14/ nimmt die Betonzugfestigkeit bei Bauteildicken in der Größenordnung von ca. 40 cm um 25 % ab. Legt man das mittlere Ergebnis für den Zusammenhang zwischen der an kleinen Betonproben ermittelten Druckfestigkeit und der Biegezugfestigkeit ( $\beta_{BZ,9} = 0,71 \beta_{C9}^{2/3}$ ) zugrunde, so läßt sich die Biegezugfestigkeit von Betonbauteilen in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit nach dem folgenden Ansatz berechnen:

$$\beta_{BZ,9,5\%} = 0,320 \beta_{C9}^{2/3} \quad (6.12)$$

$$\beta_{BZ,9,m} = 0,533 \beta_{C9}^{2/3} \quad (6.13)$$

$$\beta_{BZ,9,95\%} = 0,746 \beta_{C9}^{2/3} \quad (6.14)$$

$\beta_{C9}$  nach /1/, Teil 2, Gl. (3)

In Bild 6.4 sind der Mittelwert (Gl. (6.13)) und der 5 %-Fraktil-Wert (Gl. (6.12)) der Biegezugfestigkeit den aus den Versuchen ermittelten Be-

tonbiegezugfestigkeiten gegenübergestellt. Die Betonbiegezugfestigkeit der Versuchskörper kann in guter Näherung mit der 5 %-Fraktile der Biegezugfestigkeit nach Gl. (6.12) beschrieben werden. Zusätzlich sind im Bild 6.4 die an Biegebalken mit den Abmessungen 15/15/70 cm<sup>3</sup> ermittelten Betonbiegezugfestigkeiten bei TT eingetragen. Diese entsprechen weitgehend dem Kurvenverlauf nach Gl. (6.13), mit der die mittlere Biegezugfestigkeit von Betonbauteilen berechnet werden kann.

### 6.3.2 Stahlspannung vor und nach Erstrißbildung

Zur Berechnung der Schnittkräfte des Erstrißzustands ist der 5 %-Fraktilewert der Biegezugfestigkeit bei TT nach Gl. (6.12) anzusetzen. Im folgenden wird davon ausgegangen, daß unmittelbar vor und nach der Erstrißbildung die Schnittgrößen  $N_R^1$  und  $M_R^1$  am Stahlbetonquerschnitt angreifen. Nach Gl. (4.40) herrscht dann unmittelbar vor der Erstrißbildung (Zustand I) in der Bewehrungslage 2 die Stahlspannung:

$$\sigma_{s3,2}^I = \sigma_{s3,2} + \frac{N_R^1 \cdot n_s}{A_{s3}} + \frac{M_R^1 \cdot n_s}{W_{is3,2}} \quad (6.15)$$

$N_R^1$  und  $M_R^1$  ergeben sich mit der Betonbiegezugfestigkeit nach Gl. (6.11).

Unmittelbar nach der Erstrißbildung stellt sich der Zustand II ein, der sich aus der Superposition der Spannungszustände aus dem inneren thermischen Zwang (Bild 4.5) und aus der Lastbeanspruchung infolge  $N_R^1$  und  $M_R^1$  (Bild 4.10) ergibt (s. Abschn. 4.7). Die Spannung im gezogenen Bewehrungsstahl beträgt dann nach Gl. (4.78):

$$\sigma_{s3,2}^{II} = \bar{\sigma}_{s2} + \sigma_{sN_R^1}^{II} + \sigma_{sM_R^1}^{II} \quad (6.16)$$

Der Spannungssprung im gezogenen Bewehrungsstahl bei Erstrißbildung ergibt sich mit den Gln. (6.15) und (6.16) zu:

$$\Delta \sigma_{s3,2} = \sigma_{s3,2}^{II} - \sigma_{s3,2}^I \quad (6.17)$$

### 6.3.3 Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen

#### 6.3.3.1 Mittlere Stahldehnung

In /20/ wird ein Beiwert  $k(\sigma_{sR})$  formuliert, mit dem die Mitwirkung des Betons auf Zug berücksichtigt wird. Der Beiwert  $k(\sigma_{sR})$  wurde dabei aus Messungen mittlerer Verformungen von Stahlbetonbalken im Bereich konstanten Momentes entwickelt. Es wird vorgeschlagen, die mittlere Stahldehnung nach der folgenden, bekannten Beziehung zu berechnen:

$$\epsilon_{s2m} = \epsilon_{s2R} - k \cdot \frac{\beta_{BZ}}{E_s \cdot \mu_2} \quad (6.18)$$

$$k = \frac{\sigma_{sR}^1}{\sigma_{sR}} \cdot \max k \quad \max k = 0,18 \quad (6.19)$$

Dieser für reine Biegung geltende Ansatz wird in /8/ auf Biegung mit Längszugkraft erweitert. Aus der Bedingung, daß der Größtwert von  $k(\sigma_{sR})$  beim Rißbeginn vorhanden ist, ergibt sich:

$$k(\sigma_{sR}^1) = \max k = \frac{\sigma_{s2R}^1 - n \cdot \alpha \cdot \beta_{BZ}}{\beta_{BZ}} \cdot \mu_2 \quad (6.20)$$

$$\sigma_{s2m} = \sigma_{s2R} \left[ 1 - \max k \cdot \frac{\sigma_{s2R}^1}{\sigma_{s2R}^2} \cdot \frac{\beta_{BZ}}{\mu_2} \right] \quad (6.21)$$

$\alpha$  = geometrischer Faktor, der die Randdehnung  $\epsilon_{BZ}$  auf die Stahldehnung  $\epsilon_{s2}^I$  im Zustand I reduziert;  $\alpha = 0,8$  bei Biegung

Der Beiwert  $k(\sigma_{sR})$  beschreibt in verschmierter Form die Verteilung der Biegezugfestigkeit des Betons, die Form der Betondruck- und -zugzone zwischen den Rissen, die Verbundspannungsverteilung und den Rißabstand.

Die Ableitungen gemäß Gln. (6.18) bis (6.21) gelten strenggenommen unter den folgenden Voraussetzungen:

- Der Rißabstand ist über die Trägerlänge konstant.

- Alle Risse sind Hauptrisse.
- Aus den beiden ersten Bedingungen folgt: Die Stahlspannungs- und Dehnungsverteilung und die Verbundspannungsverteilung entlang des Stahles zwischen zwei benachbarten Rissen sind in jedem Rißintervall gleich.

Die Gleichungen sind demnach nur für Biegeträger gültig, deren Zugzone gleichmäßig mit Bewehrung durchsetzt ist. In diesem Fall ist die Einleitungslänge  $l_1$  des Verbundes größer als die St. Vernant'sche Störlänge  $l_k$  /21/. Dies trifft bei den hier untersuchten Versuchskörpern nicht zu. Die Bewehrung ist an der Außenseite der Biegezugzone konzentriert, so daß sich neben den Hauptrissen auch die schon beschriebenen Nebenrisse bilden.

Zur Zeit ist eine geschlossene Beschreibung der mittleren Stahldehnungen unter Berücksichtigung unterschiedlicher Rißtypen nicht möglich. Aus diesem Grunde wird im folgenden überprüft, ob ein Näherungsansatz für die mittlere Stahldehnung der Versuchskörper unter Berücksichtigung des TT-Einflusses mit den Gln. (6.20) und (6.21) gelingt. Unter Berücksichtigung des Einflusses der Betonzwangspannung auf die Erstrißbildung folgt aus den Gln. (6.20) und (6.21):

$$\max k = \frac{\sigma_{s2R}^1 - n_s (\alpha \cdot \beta_{BZ,s} - \sigma_{b\vartheta Z})}{\beta_{BZ,s} - \sigma_{b\vartheta Z}} \cdot \mu_2 \quad (6.22)$$

$$\sigma_{s2m} = \sigma_{s2R} \left[ 1 - \max k \cdot \frac{\sigma_{s2R}^1 (\beta_{BZ,s} - \sigma_{b\vartheta Z})}{\sigma_{s2R}^2 \cdot \mu_2} \right] \quad (6.23)$$

Mit der Einführung der Betondruckspannung  $\sigma_{b\vartheta Z}$  infolge des inneren thermischen Zwangs nach Tabelle 5.1 und der tieftemperaturabhängigen Betonbiegezugfestigkeit  $\beta_{BZ,s}$  nach Gl. (6.12) wird die veränderte Erstrißbildung bei TT erfaßt.  $\sigma_{s2R}^1$  ist die Erstrißstahlspannung im Zustand II im ungeschwächten Betonquerschnitt. Der Verlauf der rechnerischen mittleren Stahlspannungen nach Gl. (6.22) und (6.23) wird wesentlich von  $\sigma_{s2R}^1$  beeinflusst. Deshalb wurden die Gleichungen mit den Erstrißstahlspannungen unter Ansatz des in den Versuchen beobachteten Erstrißmoments im ungeschwächten Stabbereich ausgewertet.

Nach Abschnitt 4.5 herrscht in Stahlbetonstäben auch im nackten Zustand II ein innerer thermischer Zwang. Er hängt von der Verbundspannungsverteilung, von der Zugspannungsverteilung des Betons zwischen den Rissen und vom Rißabstand ab. Ein geschlossener Ansatz für den inneren thermischen Zwang mit fortschreitender Rißbildung kann z.Z. nicht angegeben werden. Mit fortschreitender Rißbildung wird die Zwangstahlspannung in der Faser 2 auf eine vernachlässigbar kleine Restspannung  $\bar{\sigma}_{s2}$  abgebaut werden (Abschnitt 4.5, Bild 4.8). Es ist demnach berechtigt, in erster Näherung den Einfluß des inneren thermischen Zwangs auf die mittlere Stahldehnung zu vernachlässigen. In Abschn. 6.3.3.2 wird ein Näherungsverfahren beschrieben, bei dem der innere thermische Zwang im nackten Zustand II bei der Formulierung der Beanspruchung von Stahlbetonstäben zwischen den Rissen berücksichtigt wird.

In den Bildern 5.51 bis 5.54 sind das Versuchsergebnis und das rechnerische Ergebnis der mittleren Stahlspannungen nach den Gln. (6.22) und (6.23) in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß aufgetragen. Das Versuchsergebnis läßt sich nach der folgenden Beziehung berechnen:

$$\sigma_{s2m} = E_{s2} \cdot \epsilon_{s2m} \quad (6.24)$$

Der Verlauf der mittleren Stahlspannungen nach dem rechnerischen Ansatz ist bei allen Versuchskörpern prinzipiell gleich. Bis zur Erstrißlast im ungeschwächten Stabbereich nimmt die mittlere Stahldehnung linear zu. Bei weiterer Laststeigerung nähert sich die  $\sigma_{s2R} - \sigma_{s2m}$ -Linie asymptotisch der Kennlinie  $\sigma_{s2m} = \sigma_{s2R}$  für den nackten Zustand II.

Aus dem Verlauf der gemessenen und gerechneten Kurven wird der Einfluß der Sollrißstellen auf das Meßergebnis deutlich. Der Einfluß der Sollrißstellen kann mit dem rechnerischen Ansatz nicht erfaßt werden. Die Ergebnisse können demnach erst oberhalb der Erstrißlast des ungeschwächten Querschnitts verglichen werden. Die in den Versuchen ermittelten mittleren Stahldehnungen werden durch den rechnerischen Ansatz teilweise überschätzt, teilweise unterschätzt. Eine systematische Abhängigkeit von tiefen Temperaturen, dem Bewehrungsgrad und der Beanspruchungsart ist nicht

erkennbar. Vergleicht man den Anstieg der rechnerischen Kurve mit dem Anstieg der Meßkurve nach der Erstrißbildung im ungeschwächten Stabbereich, so ist eine befriedigende Übereinstimmung zwischen dem Rechenergebnis und dem Meßergebnis festzustellen. Mit den Gln. (6.22) und (6.23) ist demnach ein zutreffender Näherungsansatz zur Beschreibung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen gegeben.

#### 6.3.3.2 Einfluß der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen auf die Betonranddehnung in der Druckzone

Wie schon in Abschn. 5.2.5 erwähnt, ist die relative Zunahme der Betonranddehnung in der Druckzone im Rißbildungsbereich bei den TT-Versuchskörpern deutlich ausgeprägter als bei den RT-Versuchskörpern (Bilder 5.24 bis 5.33). Eine strenge Lösung für die Berechnung der mittleren Betonranddehnung unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug kann nicht angegeben werden, da keine ausreichenden Kenntnisse über die Verteilung der Betonzugspannungen zwischen den Rissen vorhanden sind.

Zur Aufstellung eines Näherungsansatzes für die Berechnung der mittleren Betonranddehnungen in der Druckzone wird in /20/ der folgende Weg vorgeschlagen: Zwischen den Rissen beträgt der Abstand  $a$  zwischen der resultierenden Betonzugkraft und der Stahlzugkraft ca. 10 bis 20 % der statischen Nutzhöhe (Bild 6.5). Bei der Berechnung von mittleren Verformungen darf in guter Näherung von einer geradlinigen Dehnungsverteilung über den Querschnitt ausgegangen werden. Zunächst wird die mittlere Stahldehnung nach den Gln. (6.22) und (6.23) ermittelt. Die zugehörige mittlere Betonranddehnung  $\epsilon_{b1m}$  muß die Bedingung erfüllen, daß der den mittleren Verformungen  $\epsilon_{s2m}$  und  $\epsilon_{b1m}$  entsprechende Spannungszustand das gleiche innere Moment ergibt wie am Rißquerschnitt. Zur Berechnung der mittleren Betonranddehnung  $\epsilon_{b1m}$  erhält man mit dem im Bild 6.5 dargestellten Beanspruchungszustand zwischen den Rissen das folgende Gleichungssystem:

1. Ebenbleiben des Querschnitts:

$$\frac{\epsilon_{b1m}}{x} = \frac{-\epsilon_{s2m}}{h-x} \quad (6.25)$$

$$\frac{\epsilon_{s1m}}{x-d_1} = \frac{-\epsilon_{s2m}}{h-x} \quad (6.26)$$

2. Momentengleichgewicht  $\sum M^{(2)} = 0$ :

$$A_{s1} \cdot \epsilon_{s1m} \cdot E_{s3} (h - d_1) + \frac{1}{2} \cdot \epsilon_{b1m} \cdot E_{b3} \cdot x \cdot b \left(h - \frac{x}{3}\right) - N \cdot z_{s2} + M + \overset{\approx 0}{Z_{bzm} \cdot a} = 0 \quad (6.27)$$

Der Momentenanteil  $Z_{bzm} \cdot a$  ist vergleichsweise klein und kann daher vernachlässigt werden. Zur Lösung des Gleichungssystems stehen 3 voneinander unabhängige Gleichungen 3 Unbekannten ( $\epsilon_{b1m}, \epsilon_{s1m}, x$ ) gegenüber. Nach Einsetzen der Gln. (6.25) und (6.26) in Gl. (6.27) erhält man eine Gleichung 3. Grades, die nur iterativ lösbar ist. Nach Einführung der bezogenen Größen und unter Ansatz des Newton-Verfahrens zur Nullstellenbestimmung lautet die Lösung:

$$\xi_2 = \xi_1 - \frac{A_3 \cdot \xi_1^3 - B_3 \cdot \xi_1^2 + C_3 \cdot \xi_1 + D_3}{3 \cdot A_3 \cdot \xi_1^2 - 2 \cdot B_3 \cdot \xi_1 + C_3} \quad (6.28)$$

mit den Beiwerten:

$$A_3 = \frac{1}{6} \cdot b \cdot d^2 \cdot \epsilon_{s2m} \cdot E_{b3}$$

$$B_3 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot d^2 \cdot \epsilon_{s2m} \cdot E_{b3} \cdot \lambda$$

$$C_3 = b \cdot d^2 \cdot \epsilon_{s2m} \cdot E_{b3} \cdot \mu_1 \cdot n_3 (\beta_1 - \lambda) + N \cdot \eta_{s2} \cdot d - M$$

$$D_3 = b \cdot d^2 \cdot \epsilon_{s2m} \cdot E_{b3} \cdot \mu_1 \cdot n_3 (\beta_1 \cdot \lambda - \beta_1^2) - N \cdot \eta_{s2} \cdot d \cdot \lambda + M \cdot \lambda$$

Zur Berechnung der bezogenen Druckzonenhöhe wird zunächst ein geschätzter Wert  $\xi_1$  in Gl. (6.28) eingesetzt. Mit Gl. (6.28) erhält man einen verbesserten Wert  $\xi_2$ , der durch entsprechende Iterationsschritte weiter verbessert werden kann. Mit der bekannten Druckzonenhöhe und mit dem Beanspruchungszustand gemäß Bild 6.5 kann nun die mittlere Betonranddehnung in der Druckzone berechnet werden.

Im Näherungsansatz nach Gl. (6.28) ist der Einfluß des inneren thermischen Zwangs auf die mittleren Verformungen nicht enthalten (s. Bemerkungen Abschn. 6.3.3.1). Zur Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs wird



die folgende Näherung vorgeschlagen: Mit Gl. (6.28) ist die mittlere Beanspruchung von Stahlbetonbauteilen zwischen den Rissen bekannt. Mit der ebenfalls bekannten mittleren Druckzonenhöhe  $x$  wird eine fiktive Rißtiefe  $H_R = d - x$  definiert. Damit wird ein "gerissener" Stahlbetonquerschnitt (Bild 4.5) vorgegeben, für den die Beanspruchung infolge inneren thermischen Zwangs nach Abschn. 4.5 ermittelt werden kann. Dieser Beanspruchungszustand wird mit dem mittleren Beanspruchungszustand nach Bild 6.5 superponiert (s. Abschn. 4.7).

Das Ergebnis dieser Berechnung ist in den Bildern 5.24 bis 5.33 aufgetragen. Die Rechenwerte der mittleren Betonranddehnung sind i.d.R. geringfügig kleiner als die Versuchswerte. Diese Abweichung läßt sich auf die folgenden Ursachen zurückführen:

- Der rechnerische Ansatz ist eine Näherungslösung, bei der die Auswirkung der Betonzugspannungen zwischen den Rissen auf das innere Gleichgewicht (Gl. (6.27)) vernachlässigt wurde.
- Der innere thermische Zwang im Rißbildungsstadium kann z.Z. nur näherungsweise berücksichtigt werden.
- Die Verfestigung des Betons im Tieftemperaturbereich kann nur näherungsweise berechnet werden, da die mittlere Betonfeuchte und ihre Verteilung in den Versuchskörpern nicht genau bekannt ist.
- Möglicherweise sind auch Kriecheinflüsse für die gegenüber den Rechenwerten höheren Versuchswerte verantwortlich.

Abschließend kann gesagt werden, daß eine übertriebene Genauigkeit bei der Berechnung der mittleren Betonranddehnungen in der Druckzone ohnehin nicht erforderlich ist, da der Anteil der Betonranddehnung an der mittleren Krümmung im Vergleich zum Anteil der mittleren Stahldehnung relativ klein ist (s. auch Abschn. 6.3.3.3).

### 6.3.3.3 Mittlere Krümmung

Die mittlere Krümmung im Ribbildungsbereich läßt sich aus den Gln. (6.23), (6.24) und (6.28) berechnen:

$$\kappa_m = \frac{\sigma_{s2R}}{E_{s3} \cdot d \cdot (\xi - \lambda)} \cdot \left[ 1 - \max k \frac{\sigma_{s2R}^1 (\beta_{BZ3} - \sigma_{b3Z})}{\sigma_{s2R}^2 \cdot \mu_2} \right] \quad (6.29)$$

Die Auswertung dieser Gleichung ergibt die in den Bildern 5.38 bis 5.41 eingezeichneten mittleren Verformungslinien. Zwischen dem Versuchsergebnis und dem Rechenergebnis besteht eine befriedigende Übereinstimmung.

### 6.3.4 Biegesteifigkeit und Dehnsteifigkeit

Die Berechnung der Biege- und Dehnsteifigkeit von Stahlbetonstäben im ungerissenen Zustand I wurde bereits in Abschn. 5.2.9 beschrieben. Die analytische Beschreibung der Steifigkeiten im Zustand II folgt aus den Ansätzen nach den Gln. (6.23), (6.24) und (6.29):

Biegesteifigkeit:

$$K_{B3} = -\frac{M}{\kappa_m} = \frac{-M \cdot E_{s3} \cdot d (\xi - \lambda)}{\sigma_{s2R} \left[ 1 - \max k \frac{\sigma_{s2R}^1 (\beta_{BZ3} - \sigma_{b3Z})}{\sigma_{s2R}^2 \cdot \mu_2} \right]} \quad (6.30)$$

auf den Brutto-Querschnitt bezogene Biegesteifigkeit:

$$k_{B3} = \frac{K_{B3}}{E_{b3} \cdot J_b} = \frac{-M \cdot n_3 \cdot d (\xi - \lambda)}{J_{b3} \cdot \sigma_{s2R} \left[ 1 - \max k \frac{\sigma_{s2R}^1 (\beta_{BZ3} - \sigma_{b3Z})}{\sigma_{s2R}^2 \cdot \mu_2} \right]} \quad (6.31)$$

Dehnsteifigkeit:

$$K_{D3} = \frac{N}{\epsilon_{mm}} = \frac{N}{\epsilon_{s2m} + \kappa_m \cdot \eta_{s2} \cdot d} \quad (6.32)$$

auf den Brutto-Querschnitt bezogene Dehnsteifigkeit:

$$k_{D3} = \frac{K_{D3}}{E_{b3} \cdot A_b} = \frac{N}{E_{b3} \cdot A_b (\epsilon_{s2m} + \kappa_m \cdot \eta_{s2} \cdot d)} \quad (6.33)$$

Die rechnerischen bezogenen Biegesteifigkeiten und Dehnsteifigkeiten nach den Gln. (6.31) und (6.32) sind in den Bildern (5.70) bis (5.79) aufgetragen. Wie schon erwähnt, können die Steifigkeiten für den Beanspruchungsbereich zwischen der Erstrißbildung an den Sollrißstellen und der Erstrißbildung im ungeschwächten Stabbereich mit den rechnerischen Ansätzen nicht beschrieben werden. Aus diesem Grund ist in diesem Beanspruchungsbereich die Abweichung des rechnerischen Ergebnisses von dem Versuchsergebnis beträchtlich. Die unmittelbar nach der Erstrißbildung im ungeschwächten Stabbereich im Versuch ermittelten Steifigkeiten können mit dem Rechenansatz zutreffend beschrieben werden. Der rechnerische Ansatz verliert seine Gültigkeit, wenn die Biegezugbewehrung im Riß die Streckgrenze  $\beta_{s3}$  erreicht.

### 6.3.5 Analytische Beschreibung der Stahlspannung entlang der Stabachse

#### 6.3.5.1 Verbundgesetz für tiefe Temperaturen

Zur Beschreibung der Stahlspannung entlang der Stabachse im Zustand II ist ein Stoffgesetz des verschieblichen Verbundes erforderlich. Über zahlreiche Verbunduntersuchungen bei tiefen Temperaturen wurde in /2, 22, 23/ berichtet. Hier wurden Baustoffe und Lagerungsarten untersucht, die denen der hier untersuchten Versuchskörper entsprechen. Damit können die in /2, 22, 23/ entwickelten TT-Verbundgesetze auf diese Forschungsarbeit übertragen werden. Die Verbundspannungs-Verschiebungskurven, die für den Verschiebungsbereich  $v \leq 0,3$  mm gültig sind, lassen sich mit dem folgenden Ansatz beschreiben:

$$\tau_{v3} = A_3 \cdot v^{B_3} \quad v \leq 0,3 \text{ mm} \quad (6.34)$$

mit

$$A_3 = \beta_{C3} \cdot a_3$$

$$a_3 = [0,06 + (8,64 \pm 2,0) f_R] \left(1 - 0,68 \frac{3 - 20}{190}\right)$$

$$B_3 = (0,46 \pm 0,1) \left(1 - 0,39 \frac{3 - 20}{190}\right)$$

Dabei ist  $\beta_{c3}$  die temperaturabhängige mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach /1/, Teil 2, Gl. (3).

Die Auswertung der Verbundspannungs-Verschiebungs-Funktion nach Gl. (6.34) in Abhängigkeit von tiefen Temperaturen zeigen die Bilder 6.6 und 6.7, in denen die hier verwendeten Bewehrungsstäbe mit Durchmesser  $d_s = 16$  mm und  $d_s = 22$  mm gesondert behandelt werden. In den Bildern sind der Mittelwert sowie die oberen und unteren Grenzwerte des TT-Verbundgesetzes aufgetragen.

#### 6.3.5.2 Stahlspannung entlang der Stabachse

Strenggenommen ist die direkte Übertragung der Verbundspannungs-Verschiebungs-Funktion nach Gl. (6.34) auf ein Rechengesetz zur Beschreibung der Stahlspannung entlang der Stabachse nicht möglich, da die Lagen der Bewehrungsstäbe in bezug zur Betonierrichtung unterschiedlich sind. Bei den Ausziehkörpern war die Betonierrichtung in Ziehrichtung. Demgegenüber war die Betonierrichtung bei den Versuchskörpern normal zur Stabachse, wobei die Biegezugbewehrung auf der Unterseite lag (Abschn. 2.2.4). Die Bewehrung liegt damit in beiden Fällen im sog. "guten Verbundbereich", so daß eine Anpassung des TT-Verbundgesetzes an die Bedingungen der Versuchskörper trotz der erwähnten Einschränkungen gerechtfertigt erscheint.

In /11/ wurde unter Verwendung des TT-Gesetzes nach Gl. (6.34) ein Ansatz entwickelt, mit dem die Stahlspannung entlang der Stabachse bei RT beschrieben werden kann. Unter Berücksichtigung der Tieftemperaturbedingungen lautet der Ansatz nach /3/:

$$\sigma_{s23}(x) = \left[ 1 + \frac{\sigma_{s23R} - \sigma_{s23}^I}{\sigma_{s23}^I} \cdot \left( \frac{l_{13} - x}{l_{13}} \right)^{\frac{1+B(3)}{1-B(3)}} \right] \sigma_{s23}^I \quad (6.35)$$

mit der Eintragungslänge  $l_{13}$ :

$$l_{13} = \left[ \frac{1+B(3)}{1-B(3)} \cdot \frac{d_s}{4 \cdot \beta_{c3} \cdot a(3)} \cdot (\sigma_{s23R} - \sigma_{s23}^I) \cdot \left( \frac{2}{1-B(3)} \cdot \frac{E_{s3}}{\sigma_{s23R}} \right)^{B(3)} \right]^{\frac{1}{1-B(3)}} \quad (6.36)$$

$\sigma_{s2sR}$  = Stahlspannung im Riß nach Gl. (4.78)

$\sigma_{s2s}^I$  = Stahlspannung im ungerissenen Zustand nach Gl. (4.40)

Dieser Ansatz setzt ein ideal-elastisches Materialverhalten der Baustoffe Stahl und Beton voraus. Diese Bedingung ist in dem hier betrachteten Beanspruchungsbereich bei tiefen Temperaturen erfüllt. Der Einfluß der Betonverformungen innerhalb der Einleitungslänge auf die Stahlspannungen ist vernachlässigbar klein.

Die Berechnung der Stahlspannungen gemäß den Gln. (6.35) und (6.36) wurde i.d.R. für eine Belastung durchgeführt, bei der die Sollrisse bereits aufgegangen waren, der ungeschwächte Stabbereich aber gerade noch ungerissen war. Bei dieser Beanspruchung gibt es keine Überschneidung der Einleitungsbereiche benachbarter Risse, so daß der Vergleich des Rechenergebnisses mit dem Versuchsergebnis möglich war. In den Bildern 6.8 bis 6.12 sind die beiden Ergebnisse einander gegenübergestellt. Der Berechnung liegt das mittlere Verbundgesetz zugrunde (Gl. (6.34), Bilder 6.6 und 6.7)). Aus den Bildern wird deutlich, daß die rechnerische Stahlspannung im Sollriß nicht in allen Fällen mit der im Versuch ermittelten Stahlspannung übereinstimmte. Dies ist auf die nicht exakt zentrische Lage der Stahl-DMS im Sollriß zurückzuführen. Vergleicht man die Neigung der Stahlspannungsverläufe entlang der Stabachse, so ist eine befriedigende Übereinstimmung zwischen dem Versuchsergebnis und dem Rechenergebnis festzustellen.

Zur Berechnung der Stahlspannungen entlang der Stabachse für höhere Beanspruchungen, bei der Nebenrisse entstehen, können die Gln. (6.35) und (6.36) nicht verwendet werden.

### 6.3.6 Rißbildung

#### 6.3.6.1 Rißabstände nach abgeschlossener Rißbildung

Der übliche Ansatz zur Berechnung des mittleren Endrißabstandes lautet:

$$s_{Rme} = k_1 \cdot c_b + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (6.37)$$

In dieser Formel stellt der erste Term den Anteil der Krafteinleitung nach dem Prinzip von St. Venant dar. Der zweite Term beschreibt die Einleitung der Stahlzugkraft im Riß über Verbund in den Beton. Die einzelnen Faktoren in der Gl. (6.37) werden in der Literatur unterschiedlich angegeben. Im folgenden werden die Ergebnisse unterschiedlicher Berechnungsansätze für den mittleren Endrißabstand mit den Versuchsergebnissen verglichen.

In /26/ wird gewählt:  $k_1 = 1,5$  und  $k_2 k_3 = 0,024$ . Die wirksame Betonzugfläche wird zu  $F_{bZ} = b_0 (h - x)$  angesetzt. Im Bild 6.13 ist das Berechnungsergebnis nach Gl. (6.37) den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Betrachtet man den mittleren Endrißabstand aller Risse (HR + NR), so ist - unabhängig von den einzelnen Versuchsparametern - eine gute Übereinstimmung zwischen dem Berechnungs- und Versuchsergebnis festzustellen. Die Endrißabstände der HR sind im Versuch deutlich größer als nach Gl. (6.37). Der Temperatureinfluß ist gering.

In neueren Ansätzen wird der effektive Bewehrungsgrad abhängig von der Betondeckung und vom Stabdurchmesser definiert. Zusätzlich wird der Stababstand berücksichtigt. Nach /7/ lautet der Ansatz zur Berechnung des mittleren Endrißabstandes:

$$S_{Rme} = 2 \left( c_b + \frac{s}{10} \right) + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (6.38)$$

mit

$$\mu_{ef} = \frac{A_s}{b_0 (c + 7,5 d_s)} \quad \text{und} \quad k_2 \cdot k_3 = 0,10$$

Ein weiterer Vorschlag zur Berechnung des mittleren Endrißabstandes wird in /27/ gemacht:

$$S_{Rme} = c_b + 0,3 \cdot s + 0,12 \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (6.39)$$

Wertet man die Gln. (6.38) und (6.39) für die vorliegenden Versuche aus, so erhält man die im Bild 6.14 dargestellten Linien. Der mittlere Endrißabstand der HR + NR wird in den Gln. (6.38) und (6.39) überschätzt. Die

rechnerischen Endrißabstände der HR nach Gl. (6.38) entsprechen den in den Versuchen beobachteten Endrißabständen der HR.

Nach /25/ läßt sich der mittlere Endrißabstand nach dem folgenden Ansatz berechnen:

$$S_{Rme} = 5 + \frac{1}{4} \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (6.40)$$

Die Darstellung der Versuchs- und Berechnungsergebnisse im Bild 6.15 zeigt, daß der mittlere Endrißabstand der HR + NR mit der Gl. (6.40) befriedigend genau beschrieben wird, obwohl Gl. (6.40) nur die Existenz von Hauptrissen impliziert.

In /12, 13, 24, 29/ wird der Mechanismus der Rißbildung als Krafteinleitungsproblem betrachtet. Die äußere Kraft ist die am Rißufer angreifende Stahlzugkraft. Zwischen zwei bereits bestehenden Rissen bilden sich Zugspannungskreise aus. Innerhalb des Kreises entsteht ein neuer Riß, sobald die Zugspannung die Betonzugfestigkeit überschreitet. Die Rißlänge wird durch den Durchmesser des Spannungskreises bestimmt. Der mittlere Endrißabstand ergibt sich aus dem folgenden Ansatz:

$$S_{Rme} = k \cdot t_e \quad (6.41)$$

mit  $k = 1,5 \div 2,5$ ;  $k_m = 2,0$

In Gl. (6.41) ist  $t_e$  die effektive Betondeckung, die sich nach /13/ in Abhängigkeit von der Betondeckung  $c_b$  und vom Stababstand  $s$  berechnen läßt. Das Bild 6.16 zeigt, daß der mittlere Endrißabstand (HR + NR) zutreffend mit Gl. (6.41) beschrieben werden kann. Der mittlere Endrißabstand der HR wird mit Gl. (6.41) auch bei Ansatz von  $k_{min} = 1,5$  überschätzt.

Das Ergebnis der Vergleichsberechnungen läßt sich wie folgt zusammenfassen:

- Mit den Ansätzen nach /25/ und /26/ gelingt in Näherung die Berechnung von mittleren Endrißabständen der HR und NR von Stahlbetonstäben. In

diesen Ansätzen setzt sich der mittlere Endrißabstand aus einem verbundorientierten Anteil und einem Korrekturglied zusammen, das das Krafteinleitungsproblem berücksichtigt.

- In /12/ wird eine Lösung vorgestellt, die ausschließlich vom Krafteinleitungsmechanismus ausgeht. Das Ergebnis liefert eine gute Übereinstimmung zwischen den rechnerischen mittleren Endrißabständen ( $HR + NR$ ) und den im Versuch beobachteten mittleren Endrißabständen.

In der vorliegenden Forschungsarbeit werden Stahlbetonstäbe mit praxisnahen Abmessungen und mit am Bauteilrand konzentrierter Biegezugbewehrung behandelt. In solchen Bauteilen ist die Verbundeintragungslänge  $l_v$  kleiner als die Krafteinleitungslänge. Die Krafteinleitungslänge  $l_k$  ist dabei die Länge, die erforderlich ist, um in einem Abstand  $l_k$  von einem Riß eine nahezu lineare Spannungsverteilung über den Querschnitt aufzubauen /6, 21, 30, 31/.

Um den Einfluß der Verbundeintragungslänge und der Krafteinleitungslänge auf den mittleren Endrißabstand insbesondere bei tiefen Temperaturen richtig erfassen zu können, sind noch weitere Untersuchungen erforderlich.

#### 6.3.6.2 Rißbreiten

Aus versuchstechnischen Gründen konnten in der geschlossenen Kältekammer die Rißbreiten nur an den beiden Sollrißstellen gemessen werden (s. Abschnitt 3.2.2.5). Aus diesem Grunde ist eine zu geringe Anzahl von Meßergebnissen vorhanden, um die Rißbreitenverteilung  $W_{95\%} - W_m - W_{5\%}$  ermitteln zu können. Die im Versuch gemessenen Rißbreiten erlauben allerdings die qualitative Beurteilung des Einflusses tiefer Temperaturen auf die Rißbreitenentwicklung.

Im Abschn. 6.3.6.1 wurde festgestellt, daß die Beschreibung des mittleren Endrißabstandes in guter Näherung mit der Gl. (6.40) nach /25/ gelingt. Aufbauend auf Gl. (6.40) wird in /25/ der folgende Vorschlag zur Berechnung der kritischen Rißbreite gemacht.



$$w_k = k_4 \left( 50 + \frac{1}{4} \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu_{ef}} \right) \frac{\sigma_{s2R}}{E_s} \left( 1 - k_5 \cdot k_6 \cdot \frac{\Delta \sigma_{s2}}{\sigma_{s2R}} \right) \quad (6.42)$$

mit den folgenden Faktoren:

$k_4 = 1,7$ ;  $k_2 = 0,5$  für gerippte Stähle

$$k_5 = 1,0; \quad k_6 = \frac{1}{2 k_2} ; \quad \frac{\Delta \sigma_{s2}}{\sigma_{s2R}} = \left( \frac{\sigma_{s2R}^1}{\sigma_{s2R}} \right)^2 \leq 0,5$$

$k_3 = 0,5$  reine Biegung

1,0 zentrischer Zug

$k_4 = 1,0$  zur Berechnung der mittleren Rißbreite

Zur Berücksichtigung der Beanspruchungsart Biegung und Normalzugkraft wird in /7/ der Faktor  $k_3$  in der Gl. (6.38) wie folgt angegeben:

$$k_3 = 0,25 \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \varepsilon_1} \quad (6.43)$$

wobei  $\varepsilon_1$  und  $\varepsilon_2$  die Betondehnungen des gerissenen Querschnitts an der Ober- und Unterseite der effektiven Betonzugzone sind. Überträgt man den Ansatz nach Gl. (6.43) auf den Ansatz nach Gl. (6.42), so erhält man für den Faktor  $k_3$ :

$$k_3 = 1,0 \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \varepsilon_1} \quad (6.44)$$

Wertet man die Gl. (6.44) für die vorliegenden Versuchskörper aus, so ergeben sich für den Faktor  $k_3$  die folgenden Mittelwerte:

$$k_3 = 0,76 \quad \text{Versuchskörper mit } \mu = 0,50 \% \quad (6.45)$$

$$k_3 = 0,64 \quad \text{Versuchskörper mit } \mu = 0,96 \%$$

Der Einfluß tiefer Temperaturen und der Einfluß der Beanspruchungsart auf den Faktor  $k_3$  ist vernachlässigbar klein. Damit sind alle Faktoren in der Gl. (6.42) bekannt.

Die Stahlspannung der Biegezugbewehrung  $\sigma_{s2R}$  im Riß wird nach Abschn. 4.7 ermittelt. Die Erstrißstahlspannung  $\sigma_{s2R}^1$  im Sollriß ist der Tab. 5.3 zu entnehmen. Der Stahl-E-Modul ist tieftemperaturabhängig einzusetzen.

In den Bildern 6.17 bis 6.26 ist das Berechnungsergebnis der kritischen Rißbreite und der mittleren Rißbreite nach Gl. (6.42) aufgetragen. Bei allen Versuchskörpern liegen die Meßwerte der Rißbreiten i.d.R. innerhalb der rechnerischen Grenzlinien für die mittlere und kritische Rißbreite. Bei den Versuchskörpern mit  $\mu = 0,96 \%$  tendieren die gemessenen Rißbreiten bei geringeren Beanspruchungen zur rechnerischen kritischen Rißbreite. Weitere eindeutige Zusammenhänge zwischen den gemessenen Rißbreiten und den rechnerischen kritischen bzw. mittleren Rißbreiten - z.B. in Abhängigkeit von tiefen Temperaturen und von der Beanspruchungsart - können nicht festgestellt werden. Betrachtet man den Anstieg der Meßlinien und der rechnerischen Linien bzw. die Rißbreitenentwicklung mit zunehmender Beanspruchung, so fällt eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung auf. Die bei dem TT-Versuchskörper M 2 beobachteten Rißbreitensprünge können mit dem rechnerischen Ansatz nicht erfaßt werden; diese sind ohnehin sehr klein.

Die Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und der Berechnungsergebnisse zeigt, daß die bei tiefen Temperaturen zu erwartenden Rißbreiten mit dem Ansatz nach Gl. (6.42) grob abgeschätzt werden können. Es muß allerdings einschränkend bemerkt werden, daß dies zunächst nur für die Rißbreiten an den Sollrißstellen zutrifft. Die Sollrisse waren in allen Fällen sog. Hauptrisse. Ob auch die Rißbreiten der Nebenrisse bei TT mit der Gl. (6.42) angenähert werden können, ist durch weitere Untersuchungen zu klären.

## 7. Zusammenfassung

In der vorliegenden Forschungsarbeit wird über TT-Biegeversuche an Versuchskörpern aus Stahlbeton berichtet. Die Versuchskörper stellen idealisiert LNG-Behälter-Bauteile dar. Neben dem wesentlichen Parameter "tiefe Temperaturen" wurden zusätzlich die folgenden Versuchsparameter gewählt:

- die Beanspruchungsart: Biegung bzw. Biegung und Längszugkraft
- der Bewehrungsgrad:  $\mu = 0,50 \%$ ;  $\mu = 0,96 \%$

In einem weiteren Versuchsprogramm werden an Biegebalken 15/15/70 mm die Biegezugfestigkeit, der Zug-E-Modul und die Biegezugbruchdehnung von Beton bei tiefen Temperaturen untersucht.

Im folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse der beiden Versuchsprogramme zusammengestellt:

Die Biegezugfestigkeit des Betons B 25 - ermittelt an Betonproben 15/15/70 mm<sup>3</sup> - wächst bei TT auf ca. 300 % der bei +20 °C gemessenen Biegezugfestigkeit. Die Verknüpfung von Biegezugfestigkeit und Spaltzugfestigkeit ist für den hier untersuchten Beton bei TT annähernd die gleiche wie bei RT.

Der Druck- und der Zug-E-Modul von Beton sind bei TT annähernd gleich groß.

Die Biegezugbruchdehnung des Betons hat im Temperaturbereich  $\vartheta = -20$  bis  $-40$  °C ein Maximum, das ca. 230 % der Biegezugbruchdehnung bei RT beträgt.

Infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Stahl und Beton wird in Stahlbetonstäben bei TT ein innerer thermischer Zwang aufgebaut. Es wird ein Berechnungsansatz entwickelt, mit dem der innere thermische Zwang von allgemein bewehrten Stahlbetonstäben im Zustand I ermittelt werden kann. Der Ansatz gilt auch für die Sonderfälle "symmetrische Bewehrung", "einseitige Bewehrung" und "Bewehrung in Querschnittsmitte".

Im Rißquerschnitt (nackter Zustand II) wird die thermische Zwangsspannung in der Biegezugbewehrung (Zug im ungerissenen Zustand) bis auf eine vernachlässigbar kleine Spannung von ca. -3 bis +2 N/mm<sup>2</sup> abgebaut. Die Zwangsspannung in der Druckbewehrung bleibt nach der Rißbildung weitgehend erhalten. Es wird eine Lösung zur Berechnung des inneren thermischen Zwangs von allgemein bewehrten Stahlbetonstäben im nackten Zustand II angegeben.

Die Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge äußerer Lasten läßt sich für den ungerissenen Zustand und für den vollständig gerissenen Zustand zutreffend analytisch beschreiben. Es besteht eine befriedigende Übereinstimmung zwischen den im Versuch gemessenen Verformungen (Dehnungen, Krümmungen) und den Verformungen nach der Berechnung. Die Übereinstimmung bestätigt darüber hinaus die Richtigkeit der im Teil 2 dieser Forschungsarbeit aufgeführten Materialgesetze.

Unter Berücksichtigung der Selbstvorspannung infolge des inneren thermischen Zwangs bei TT läßt sich die Biegezugfestigkeit der Versuchskörper ermitteln. Sie kann in guter Näherung mit der 5 %-Fraktile beschrieben werden.

Tiefe Temperaturen erhöhen die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen. Die Zunahme der Mitwirkung ist bei einer Tieftemperatur von  $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$  weitgehend abgeschlossen. Die bei RT bekannte Abhängigkeit der Mitwirkung des Betons vom Bewehrungsgrad gilt auch für den Tieftemperaturbereich.

Zur Berechnung der mittleren Stahldehnungen bei TT wird von bekannten bei RT gültigen Berechnungsansätzen ausgegangen. Die RT-Ansätze werden unter Berücksichtigung der TT-Materialgesetze und des inneren thermischen Zwangs bei TT modifiziert. Zur Berechnung der mittleren Krümmung wird der Einfluß der Mitwirkung des Betons auf die mittlere Randdehnung der Betondruckzone berücksichtigt. Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen zeigt eine befriedigende Übereinstimmung.

Die Biegesteifigkeit und die Dehnsteifigkeit sind im ungerissenen Zustand bei TT deutlich größer als bei RT. Nach abgeschlossenem Rißbild liegen die TT-Steifigkeiten nur geringfügig über den RT-Steifigkeiten. Biege- und Dehnsteifigkeit können mit den entwickelten Berechnungsansätzen im ungerissenen Zustand und im Rißbildungsbereich zutreffend beschrieben werden.

Tiefe Temperaturen führen zu einem steileren Abfall der Stahldehnungen neben den Rissen. Dies ist auf die Versteifung des Verbundes bei tiefen

Temperaturen zurückzuführen. Es wird ein Berechnungsansatz angegeben, mit dem der Verlauf der Stahldehnungen entlang der Stabachse bei TT berechnet werden kann. Die Gültigkeit des Ansatzes endet, sobald die Einleitungsbe-  
reiche benachbarter Risse sich überschneiden.

Bei RT und TT entstehen unter der Lastbeanspruchung (vorwiegend Biegung) i.d.R. zunächst alle Hauptrisse. Nach weiterer Laststeigerung gehen die sog. Nebenrisse auf. Längs- bzw. Sprengrisse entlang der Achse der Biege-  
zugbewehrung treten kurz vor Erreichen der Streckgrenze auf.

Der mittlere Endrißabstand der HR ist bei TT ca. 20 % größer als bei RT. Der Abstand beträgt ca. 0,4 d bei RT bzw. 0,5 d bei TT. Der mittlere End-  
rißabstand aller Risse (HR + NR) ist bei TT tendenziell gleich groß wie bei RT. Bei einigen Versuchskörpern waren bei TT geringfügig kleinere End-  
rißabstände zu beobachten. Bei den auf Biegung und Normalkraft beanspruch-  
ten Versuchskörpern waren die mittleren Endrißabstände der HR sowie aller  
Risse geringfügig größer als bei den rein biegebeanspruchten Versuchskör-  
pern. Ein eindeutiger Einfluß des Bewehrungsgrades konnte bei etwa glei-  
chem Verhältnis  $d_s/\mu_{ef}$  nicht festgestellt werden. Die Berechnung der mitt-  
leren Endrißabstände gelingt nicht in allen Fällen mit den für TT modifi-  
zierten RT-Ansätzen, die i.w. auf die Verbundeinleitung aufbauen. Bei den  
hier behandelten Versuchskörpern mit relativ großen Bauteildicken und an  
der Außenseite konzentrierten Bewehrung wird die Rißbildung wesentlich  
durch die Krafteinleitungslänge bestimmt. Zur Klärung sind weitere Unter-  
suchungen erforderlich.

Die Rißbreiten konnten aus versuchstechnischen Gründen nur an den beiden  
Sollrißstellen und damit an zwei Hauptrissen gemessen werden. Infolge der  
höheren Betonzugfestigkeit bei TT sind die Rißbreiten bei Endrißbildung  
bei TT größer als bei RT. Die Rißbreiten sind bei gleicher Beanspruchung  
bei TT kleiner als bei RT. Dies resultiert aus der Versteifung des Ver-  
bundes bei TT. Bei mittleren Beanspruchungsgraden sind die mittleren Riß-  
breiten bei  $\vartheta = -100\text{ °C}$  und bei  $-170\text{ °C}$  etwa gleich groß. Der Bewehrungs-  
grad hat bei etwa gleichem Verhältnis  $d_s/\mu_{ef}$  bei RT und bei TT keinen we-  
sentlichen Einfluß auf die Rißbreiten. Die Rißbreiten der auf Biegung und

Normalkraft beanspruchten Versuchskörper sind bei RT und TT geringfügig größer als die Rißbreiten der rein biegebeanspruchten Versuchskörper. Die bei TT zu erwartende kritische Rißbreite und die mittlere Rißbreite können mit dem aufgeführten Berechnungsansatz grob abgeschätzt werden.

Der Bruch von Bauteilen mit kleinem bis mittlerem Bewehrungsgrad wird auch bei TT durch das Erreichen der Fließgrenze der Biegezugbewehrung eingeleitet. Das Bruchmoment kann unter Ansatz der 0,2 %-Dehngrenze bei TT mit dem vorgestellten Berechnungsmodell in guter Näherung berechnet werden.

## 8. Literatur

- /1/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen. Teil 1 und 2, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Dez. 1984
- /2/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen. Teil 3 und 4, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, April 1985
- /3/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen, Teil 5, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, August 1986
- /4/ Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau. Teil 1, Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. Springer-Verlag, Berlin 1973
- /5/ Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 4, Nachweis der Gebrauchsfähigkeit. Springer-Verlag, Berlin 1978
- /6/ Iványi, G.; Fastabend, G.: Biegeversuche an hohen Stahlbetonbalken bei tiefen Temperaturen. Forschungsbericht Nr. 35 aus dem Fachbereich Bauwesen, Universität - Gesamthochschule Essen, Sept. 1985
- /7/ CEB/FIP - Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Bd. II, 1978
- /8/ Rostásy, F.S.: Zwang und Rissebeschränkung bei Außenwänden aus Stahlleichtbeton. Habilitationsschrift, Universität Stuttgart, 1975
- /9/ Koch, R.: Verformungsverhalten von Stahlbetonstäben unter Biegung und Längszug im Zustand II auch bei Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Dissertation, Universität Stuttgart, 1976
- /10/ Falkner, H.: Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannung infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. DAFStb, Heft 208, 1969
- /11/ Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur. DAFStb, Heft 296, 1978
- /12/ Broms, B.B.: Crack width and crack spacing in reinforced concrete members. ACI-Journals, Oct. 1965
- /13/ Broms, B.B.; Lutz, L.A.: Effects of arrangement of reinforcement on crack width and spacing of reinforced concrete members. ACI-Journal, Nov. 1965
- /14/ Rüschi, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. Beton 2/75, S. 55 - 58

- /15/ Rostásy, F.S.: Verfestigung und Versprödung von Beton durch tiefe Temperaturen. Sonderdruck aus der Festschrift Gallus Rehm zum 60. Geburtstag, Verlag Ernst und Sohn, 1984
- /16/ Bonzel, J.: Ein Beitrag zur Frage der Verformung des Betons, Beton 2/71, S. 57 - 60; Beton 3/71, S. 105 - 109
- /17/ Rostásy, F.S.: Baustoffe, Verlag W. Kohlhammer, 1983
- /18/ Heilmann, H.G.: Beziehung zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. Beton-Herstellung und Verwendung 19 (1969), S. 68/70
- /19/ Bamforth, P.B.; Murray, W.T.; Browne, R.D.: The application of concrete property data at cryogenic temperature to LNG tank design. Sec. Int. Conf. on Cryogenic Concrete, Amsterdam, Oct. 1983
- /20/ Rao, P.S.: Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmten Stahlbetonkonstruktionen im plastischen Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkräfte. Deutscher Ausschuß für Stahlbetonbau, Heft 177, 1966
- /21/ Schäper, M.: Tieftemperaturbeanspruchungen von Spannbetonsicherheitsbehältern bei Speichersystemen für verflüssigte Gase. Dissertation, Universität Essen, 1984
- /22/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Verbundverhalten einbetonierten Bewehrungsstahls bei extrem tiefer Temperatur. Schriftenreihe des DAfStb, Veröffentlichung in Vorbereitung
- /23/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Verbund und innerer Zwang von einbetoniertem Bewehrungsstahl bei tiefer Temperatur. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Juni 1984
- /24/ Beeby, A.W.: A study of cracking in reinforced concrete members subjected to pure tension. Technical Report 42. 468, Cement and Concrete Association, June 1972
- /25/ Martin, H.; Schießl, P.; Schwarzkopf, M.: Berechnungsverfahren für Rißbreiten aus Lastbeanspruchungen. Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 309, 1980
- /26/ Rehm, G.; Martin, H.: Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 8, 1968
- /27/ Rostásy, F.S.; Henning, W.: Zwang und Oberflächenbewehrung dicker Wände. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, 5/1985
- /28/ Rostásy, F.S.; Henning, W.: Rißbildung in dicken Betonbauteilen infolge Zwang - Bestimmung der wirksamen Betonzugfläche und der erforderlichen Oberflächenbewehrung. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Mai 1983
- /29/ Broms, B.B.: Stress distribution in reinforced concrete members with tension cracks. ACI-Journal, Sept. 1965



- /30/ Fastabend, M.: Zum Trag- und Verformungsverhalten lastbeanspruchter Stahlbetonkonstruktionen bei tiefen Temperaturen. Dissertation, Essen 1987
- /31/ Iványi, G.: Zugfestigkeit von Beton in örtlich veränderlichen Beanspruchungszuständen - Gradientenwirkung. Forschungsarbeit, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1976
- /32/ Eibl, J.; Iványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. DAFStb Heft 260, 1976
- /35/ Welsch, J.: Zentrischer Temperaturzwang von Stahlbeton und Spannbeton bei Abkühlung auf sehr niedrige Temperaturen. Techn.-wissenschaftliche Mitteilungen Nr. 84-8. Institut für konstruktiven Ingenieurbau. Ruhr-Universität Bochum, Dez. 1984

Tab. 2.1: Zusammensetzung des untersuchten Betons und Prüfergebnisse bei RT (Begleitversuche)

	Betonage 1	Betonage 2	Betonage 3	Mittelwert
Biegeträger	M1, M2, M3, M4	M5, N1, N2	N3, N4, N5	
Mischungsverhältnis (Zement:Zuschlag:Wasser in Gewichtsteilen)	1:6,4:0,81	1:6,4:0,79	1:6,4:0,80	1:6,4:0,80
Zementgehalt	300 Kg/m <sup>3</sup>	300 kg/m <sup>3</sup>	300 kg/m <sup>3</sup>	300 kg/m <sup>3</sup>
Zuschlag in GT 0/2 mm	50 %	50 %	50 %	50 %
2/8 mm	40 %	40 %	40 %	40 %
8/16 mm	10 %	10 %	10 %	10 %
Ausbreitmaß a	35 cm	34 cm	35 cm	35 cm
Verdichtungsmaß v	1,08	1,10	1,11	1,10
Frischbetonrohichte	2,34	2,33	2,34	2,34
Würfeldruckfestigkeit $\beta_{w15}$ nach 28 Tagen bei Versuchsdurchführung	32 N/mm <sup>2</sup> 33 N/mm <sup>2</sup>	33 N/mm <sup>2</sup> 36 N/mm <sup>2</sup>	28 N/mm <sup>2</sup> 35 N/mm <sup>2</sup>	31 N/mm <sup>2</sup> 35 N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul bei Versuchsdurchführung	20930 N/mm <sup>2</sup>	23130 N/mm <sup>2</sup>	21530 N/mm <sup>2</sup>	21860 N/mm <sup>2</sup>
Spaltzugfestigkeit bei Versuchsdurchführung	2,52 N/mm <sup>2</sup>	2,93 N/mm <sup>2</sup>	2,78 N/mm <sup>2</sup>	2,74 N/mm <sup>2</sup>
Feuchte $u_m$ bei Versuchsdurchführung	7,75 %	7,63 %	7,68 %	7,69 %
Lagerungsdauer	169 Tage	151 Tage	178 Tage	166 Tage

Tab. 2.2: Parameter der Biegeversuche

Versuchs- körper	Beanspruchung	Bewehrung BSt 420/500 RU	Bewehrungsgrad %	Prüftemperatur °C	Lagerung
M 1	Biegung	2 x 2 Ø 16	0,50	+20	versiegelt in Folie
M 2		2 x 2 Ø 16	0,50	-170	
M 3		2 x 2 Ø 22	0,96	+20	
M 4		2 x 2 Ø 22	0,96	-100	
M 5		2 x 2 Ø 22	0,96	-170	
N 1	Biegung und Längs- zugkraft	2 x 2 Ø 16	0,50	+20	
N 2		2 x 2 Ø 16	0,50	-170	
N 3		2 x 2 Ø 22	0,96	+20	
N 4		2 x 2 Ø 22	0,96	-100	
N 5		2 x 2 Ø 22	0,96	-170	

Tab. 2.3: Wesentliche Festigkeitseigenschaften des verwendeten PZ-Betons  
in Abhängigkeit von der Temperatur

$\vartheta$ °C	$\beta_{C,\vartheta}$ N/mm <sup>2</sup>	$E_{b,\vartheta}$ N/mm <sup>2</sup>	$\beta_{SZ,\vartheta}$ N/mm <sup>2</sup>
+20	28,4	21860	4,0
-100	108,2	41290	9,8
-170	120,7	52620	10,5

Tab. 2.4: Materialkennwerte der verwendeten Bewehrungsstähle

$\vartheta$ °C	Nenn-Ø mm	Ist-Ø mm	$R_{p0,2}$ N/mm <sup>2</sup>	$R_m$ N/mm <sup>2</sup>	$A_{10}$ %	$f_R$	$E_s$ (Versuch)	$E_s$ (Rechnung)
+20	16	15,9	484	710	17,5	0,072	205700	205700
	22	22,1	472	718	20,0	0,076	204500	
-100	16	15,9	586	766	n.e.	0,072	212100	218700
	22	22,1	n.e.	n.e.	n.e.	0,076	n.e.	
-170	16	15,9	801	950	n.e.	0,072	229900	226300
	22	22,1	n.e.	n.e.	n.e.	0,076	n.e.	

n.e.: nicht ermittelt

Tab. 4.1: Berechnungsergebnisse zum inneren thermischen Zwang in Stahlbetonstäben im Zustand I

Bewehrungsgrad $\mu = \frac{A_{s2}}{b \cdot d}$						$\mu = 0,50 \%$				$\mu = 0,96 \%$			
$\vartheta \text{ } ^\circ\text{C}$	$E_{s\vartheta}$ N/mm <sup>2</sup>	$E_{b\vartheta}$ N/mm <sup>2</sup>	$n = \frac{E_{s\vartheta}}{E_{b\vartheta}}$ -	$\epsilon_{b\vartheta 0}$ ‰	$\epsilon_{s\vartheta 0}$ ‰	$\sigma_{s\vartheta z}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{b\vartheta z}$ N/mm <sup>2</sup>	$\bar{\epsilon}_{s\vartheta z}$ ‰	$\bar{\epsilon}_{b\vartheta z}$ ‰	$\sigma_{s\vartheta z}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{b\vartheta z}$ N/mm <sup>2</sup>	$\bar{\epsilon}_{s\vartheta z}$ ‰	$\bar{\epsilon}_{b\vartheta z}$ ‰
+20	205700	21860	9,41	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-20	210000	28340	7,41	-0,272	-0,440	32,83	-0,33	+0,156	-0,012	30,82	-0,60	+0,147	-0,021
-40	212200	31570	6,72	-0,448	-0,652	40,54	-0,41	+0,191	-0,013	38,27	-0,75	+0,180	-0,024
-60	214400	34810	6,16	-0,456	-0,859	81,31	-0,82	+0,379	-0,024	77,05	-1,51	+0,359	-0,044
-80	216500	38050	5,69	-0,632	-1,060	87,62	-0,89	+0,405	-0,023	83,36	-1,63	+0,385	-0,043
-100	218700	41290	5,30	-0,832	-1,254	87,60	-0,88	+0,401	-0,021	83,62	-1,64	+0,382	-0,040
-135	222500	46950	4,70	-1,152	-1,572	89,21	-0,90	+0,401	-0,019	85,58	-1,68	+0,385	-0,035
-170	226300	52620	4,30	-1,400	-1,855	98,68	-1,00	+0,436	-0,019	94,97	-1,86	+0,420	-0,035

Tab. 4.2: Querschnittswerte der Versuchskörper im Zustand I

Querschnitt	Regelquerschnitt (ungeschwächt)					Sollbruchstelle (geschwächter Querschnitt)						
Versuchsk.	M1,N1	M2,N2	M3,N3	M4,N4	M5,N5	M1,N1	M2 <sup>1)</sup>	M3,N3	M4,N4	M5 <sup>1)</sup>	N2	N5
$\vartheta$ °C	+20	-170	+20	-100	-170	+20	-170	+20	-100	-170	-170	-170
$\mu$ %	0,50	0,50	0,96	0,96	0,96	0,50	0,50	0,96	0,96	0,96	0,50	0,96
$A_{i9}$ cm <sup>2</sup>	867,2	826,4	929,0	866,0	850,7	558,9	479,2	703,5	640,5	565,2	518,3	625,2
$J_{i9}$ cm <sup>4</sup>	123870	113425	133719	120515	117294	94162	66800	117689	104254	73323	83292	100969
$W_{i92}$ cm <sup>3</sup>	6194	5671	6686	6026	5865	4041	2795	5423	4782	3042	3529	4610
$W_{i91}$ cm <sup>3</sup>	-6194	-5671	-6686	-6026	-5865	-5638	-4575	-6431	-5728	-4612	-5079	-5578
$W_{i9S2}$ cm <sup>3</sup>	7742	7089	9235	8323	8100	4879	3121	7265	6396	3942	4250	6157
$W_{i9S1}$ cm <sup>3</sup>	-7742	-7089	-9235	-8323	-8100	-7414	-6302	-9194	-8209	-7050	-6717	-8013

1) zusätzliche Querschnittsschwächung an den Sollrißstellen durch Einfräsung an der Oberseite (Zugzone) der Versuchskörper

Tab. 5.1: Versuchsergebnisse zum inneren thermischen Zwang in Stahlbetonstäben im Zustand I; Vergleich mit theoretischem Ergebnis

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Versuchs- körper	$\vartheta$ °C	$\mu$ %	$\bar{\epsilon}_{s,z}$ grafisch	$\sigma_{s,z}$ N/mm <sup>2</sup> Rechn. aus (4)	$\bar{\epsilon}_{b,z}$ Rechn. aus (4)	$\sigma_{b,z}$ N/mm <sup>2</sup> Rechn. aus (4)	<u>innerer Zwang aus Versuch</u> innerer Zwang aus Theorie (Tab. 4.1) %
M2	-170	0,50	+0,50	+113,2	-0,022	-1,14	115
M4	-100	0,96	+0,30	+ 65,7	-0,031	-1,28	79
M5	-170	0,96	+0,30	+ 67,8	-0,025	-1,33	72
N2	-170	0,50	+0,40	+ 90,5	-0,017	-0,92	92
N4	-100	0,96	+0,25	+ 54,7	-0,026	-1,07	66
N5	-170	0,96	+0,25	+ 56,5	-0,021	-1,11	60
							81 % Mittelwert

Tab. 5.2: Biegesteifigkeit und Dehnsteifigkeit im Zustand I

Versuchskörper	$\vartheta$ °C	$\mu$ %	$K_B^I$ N/mm <sup>2</sup>	$K_B^I$ N/mm <sup>2</sup>	$K_D^I$ 10 <sup>3</sup> kN
			Rechnung Gl. (5.8)	Versuch Gl. (5.10)	Rechnung Gl. (5.9)
M1	+ 20	0,50	27078	31897	1896
M2	-170	0,50	59684	51798	4349
M3	+ 20	0,96	29231	29286	2031
M4	-100	0,96	49761	41718	3576
M5	-170	0,96	61720	57980	4476
N1	+ 20	0,50	27078	10909 <sup>1)</sup>	1896
N2	-170	0,50	59684	43455	4349
N3	+ 20	0,96	29231	16250 <sup>1)</sup>	2031
N4	-100	0,96	49761	50151	3576
N5	-170	0,96	61720	53176	4476

<sup>1)</sup> Versuchskörper vorzeitig gerissen



Tab. 5.3: Stahlspannungen nach Erstrißbildung an den Sollrißstellen sowie im ungeschwächten Querschnitt und nach Einstellung des weitgehend stabilisierten Rißbildes

Versuchs- körper	θ °C	μ %	Erstrißbildung				stabilisiertes Rißbild	
			Sollriß		Regelquerschnitt			
			M <sup>1S</sup> <sub>R</sub> kNm	σ <sup>1S</sup> <sub>S2R</sub> N/mm <sup>2</sup>	M <sup>1R</sup> <sub>R</sub> kNm	σ <sup>1S</sup> <sub>S2R</sub> N/mm <sup>2</sup>	M <sub>E</sub> kNm	σ <sup>E</sup> <sub>S2R</sub> N/mm <sup>2</sup>
M1	+ 20	0,50	8,3	62,4	16,9	127,9	45	355
M2	-170	0,50	28,1 <sup>2)</sup>	207,0	50,0	370,1	77	570
M3	+ 20	0,96	10,5	44,7	18,0	76,7	78	345
M4	-100	0,96	44,0	182,7	56,3	234,4	102	432
M5	-170	0,96	39,8 <sup>2)</sup>	162,9	51,0	209,8	121	498
N1	+ 20	0,50	1,5 <sup>1)</sup>	82,2	8,3	132,8	36	344
N2	-170	0,50	21,0	222,1	51,0	445,7	74	625
N3	+ 20	0,96	1,5 <sup>1)</sup>	45,1	1,5	45,1	66	320
N4	-100	0,96	39,0	197,4	53,6	259,0	93	425
N5	-170	0,96	32,3	167,6	59,6	281,8	125	555

1) Versuchskörper vorzeitig gerissen

2) zusätzliche Querschnittsschwächung an den Sollbruchstellen durch Einfräsung

Tab. 5.4: Zusammenstellung der mittleren Endrißabstände der Hauptrisse sowie von Haupt- und Nebenrissen

Versuchskörper	$\vartheta$ °C	Bewehrung	$\mu$ %	$d_s/\mu_{ef}$ <sup>1)</sup> cm	mittlerer Endrißabstand	
					Hauptrisse $S_{Rme}$ cm	Haupt- und Nebenrisse $S_{Rme}$ cm
M1	+ 20	2 x 2 Ø 16	0,50	129	18,0	13,0
M2	-170	2 x 2 Ø 16	0,50	129	17,5	8,4
M3	+ 20	2 x 2 Ø 22	0,96	126	15,8	11,7
M4	-100	2 x 2 Ø 22	0,96	126	19,5	9,2
M5	-170	2 x 2 Ø 22	0,96	126	21,1	10,8
N1	+ 20	2 x 2 Ø 16	0,50	129	17,7	10,7
N2	-170	2 x 2 Ø 16	0,50	129	21,0	9,7
N3	+ 20	2 x 2 Ø 22	0,96	126	15,4	9,5
N4	-100	2 x 2 Ø 22	0,96	126	19,5	10,5
N5	-170	2 x 2 Ø 22	0,96	126	18,6	11,3

<sup>1)</sup>  $\mu_{ef}$  nach CEB/FIP /7/

Tabelle 5.5: Zusammenstellung der rechnerischen Bruchmomente und der im Versuch ermittelten Bruchmomente

Versuchs- körper	$\vartheta$ °C	$\mu$ %	$M_U^V$ 1) kNm	$M_U^R$ 2) kNm	$M_U^V/M_U^R$ -
M 1	+20	0,50	64,0	63,5	1,01
M 2	-170	0,50	102,0	108,5	0,94
M 3	+20	0,96	105,0	112,5	0,93
M 4	-100	0,96	146,0	140,5	1,04
M 5	-170	0,96	147,0	193,0	0,76 <sup>3)</sup>
N 1	+20	0,50	63,1	54,5	1,16
N 2	-170	0,50	98,1	98,5	1,00
N 3	+20	0,96	116,0	104,0	1,12
N 4	-100	0,96	139,0	131,0	1,06
N 5	-170	0,96	179,0	183,5	0,98
Mittelwert $M_U^V/M_U^R$ ohne <sup>3)</sup> = 1,03					

1) Bruchmoment nach Versuch; 2) rechnerisches Bruchmoment;

3) Sprödbruch bei Versuchskörper M 5

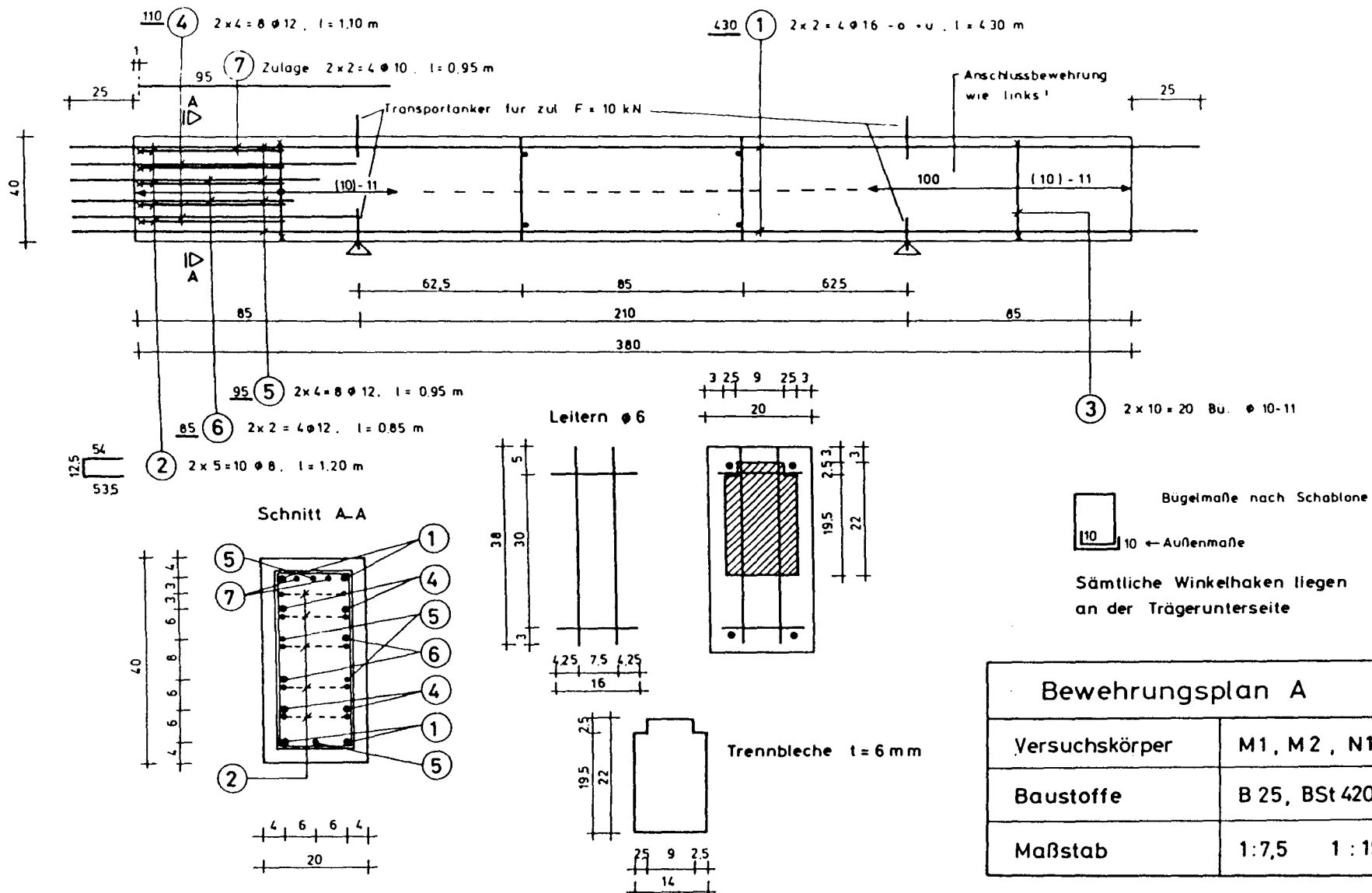
Tabelle 5.6: Rechnerische und gemessene Tragfähigkeitserhöhung infolge tiefer Temperaturen

$\vartheta$ °C	$\mu$ %	Beanspruchungsart	$M_U^V / M_{U,+20}^V$	$M_U^R / M_{U,+20}^R$
-100	0,96	B 1)	1,39	1,25
-100	0,96	B + N 2)	1,20	1,26
-170	0,50	B	1,59	1,71
-170	0,50	B + N	1,56	1,81
-170	0,96	B	- 3)	1,72
-170	0,96	B + N	1,54	1,76

1) B = reine Biegung

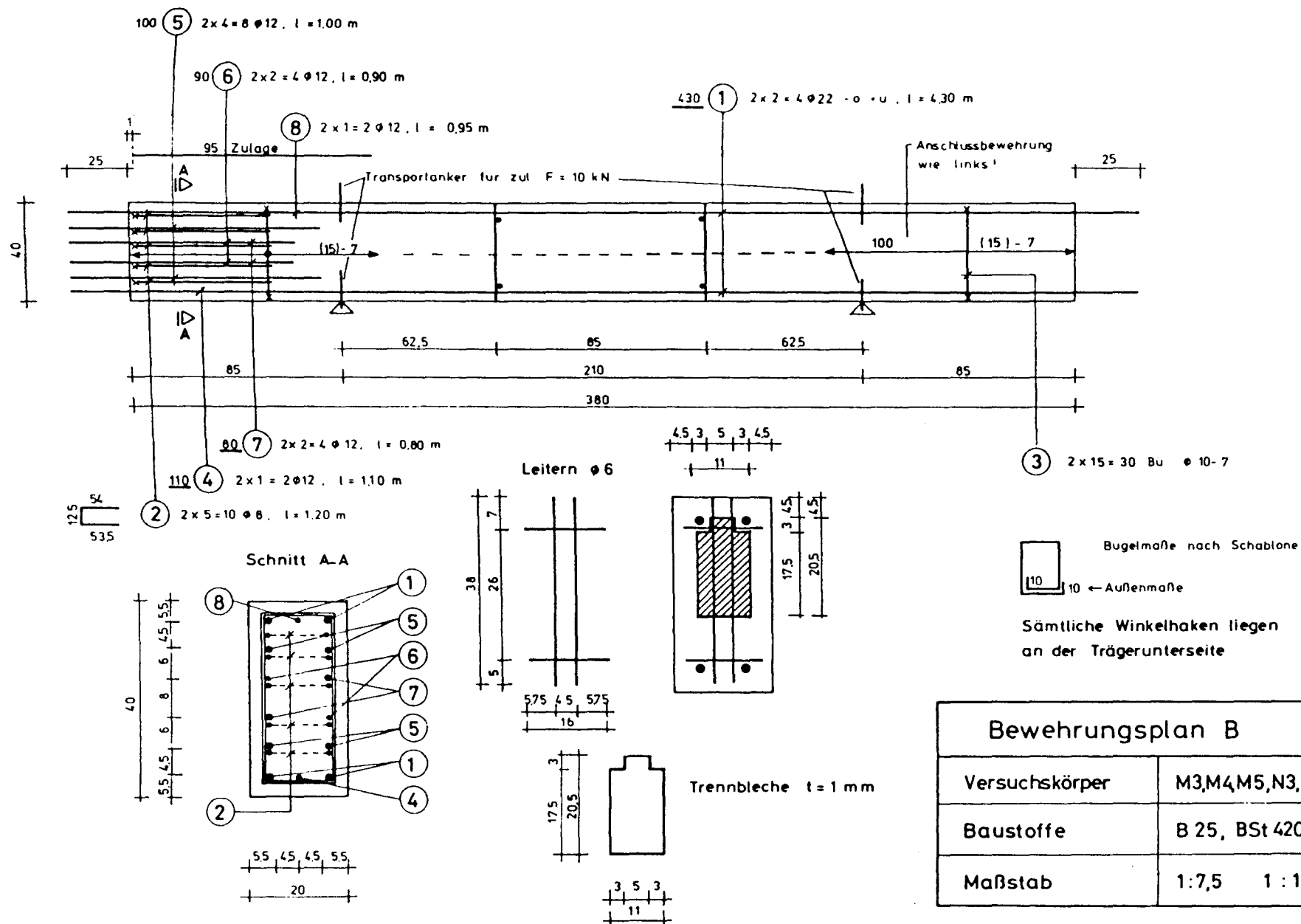
2) B + N = Biegung und Normalkraft

3) Sprödbruch bei Versuchskörper M 5



Bewehrungsplan A	
Versuchskörper	M 1, M 2, N 1, N 2
Baustoffe	B 25, BSt 420/500 RU
Maßstab	1:7,5 1:15

Bild 2.1: Bewehrungsplan und Ausbildung der Sollrißstellen für die Versuchskörper M 1, M 2, N 1, N 2



Bewehrungsplan B	
Versuchskörper	M3,M4,M5,N3,N4,N5
Baustoffe	B 25, BSt 420/500 RU
Maßstab	1:7,5    1:15

Bild 2.2: Bewehrungsplan und Ausbildung der Sollrißstellen für die Versuchskörper M 3, M 4, M 5, N 3, N 4, N 5

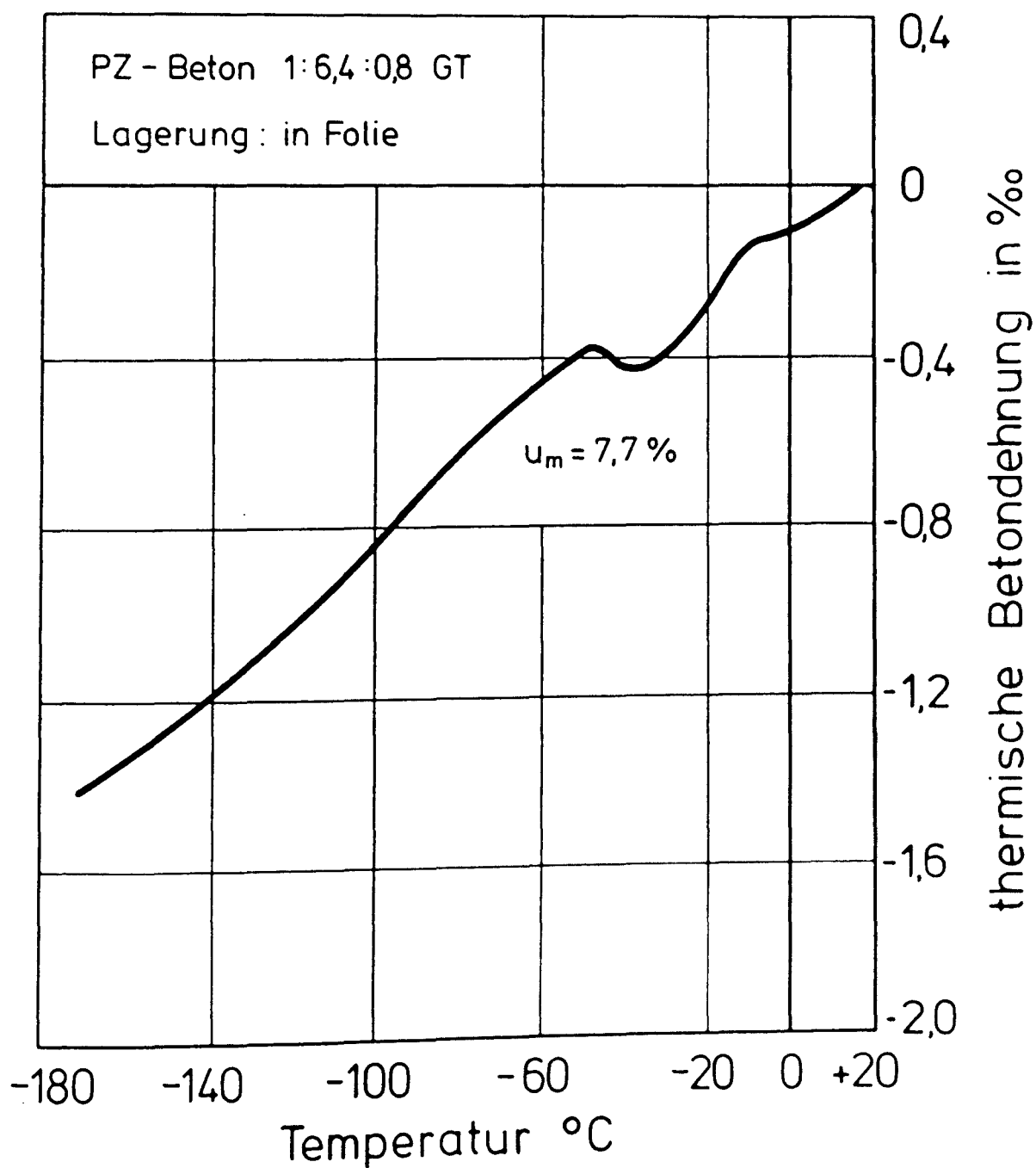


Bild 2.3: Freie thermische Dehnung des Betons

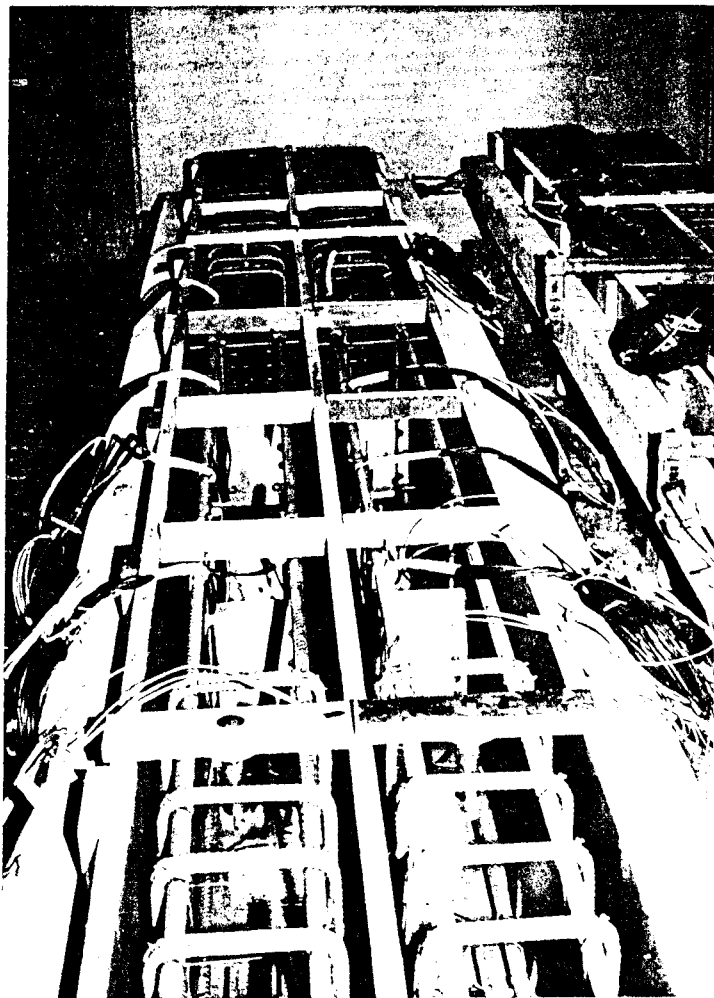
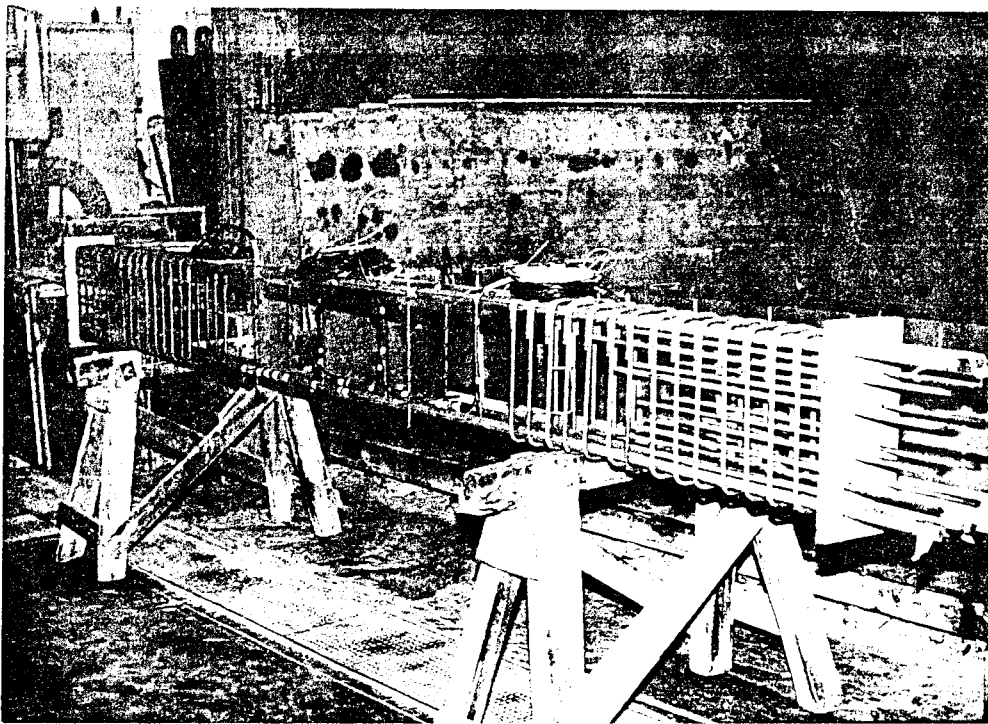
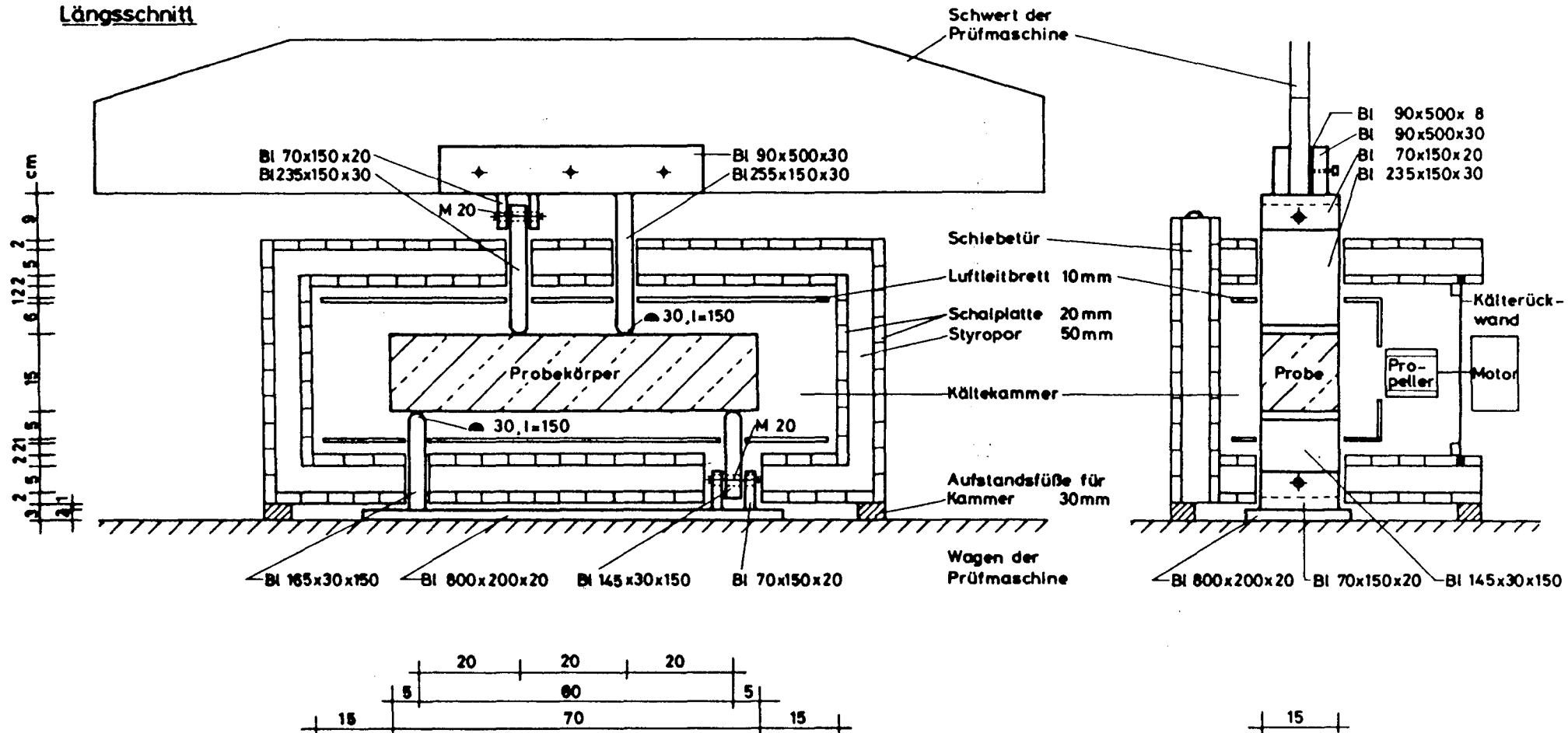


Bild 2.4: Bewehrungskorb und Schalung mit eingesetztem Bewehrungskorb der Versuchskörper



### Querschnitt



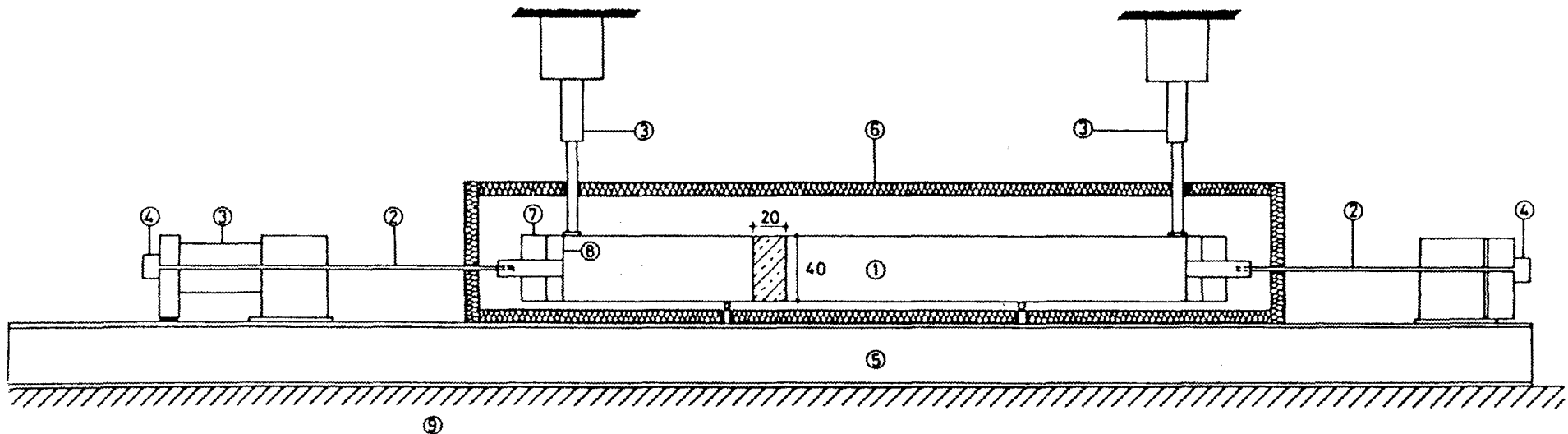
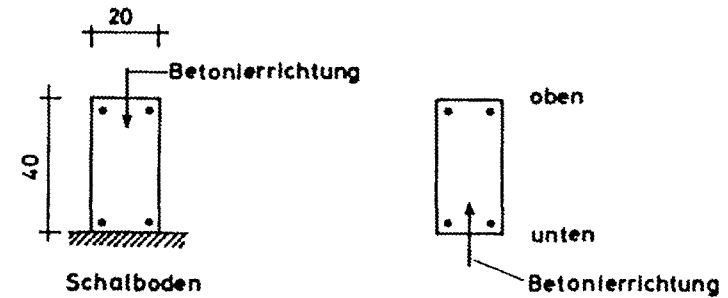
<http://www.digibib.tu-bs.de/?docid=00060070>

- ① Versuchskörper
- ② Zugglied
- ③ Hydraulische Presse
- ④ Kugelkalotte mit Kraftmeßdose
- ⑤ Prüfrahmen mit biegesteifen Konsolen
- ⑥ Kältekammer
- ⑦ Aufbeton bei TT-Versuchen
- ⑧ Stirnplatte
- ⑨ Ankerbarren

Lage des Versuchskörpers bei:

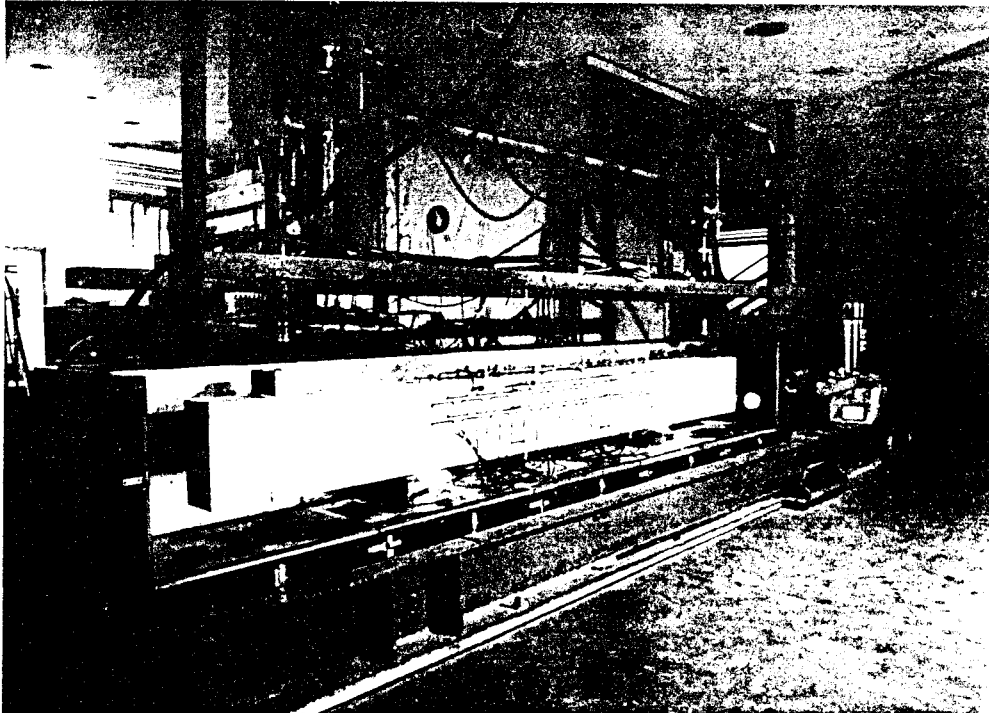
Herstellung

Prüfung

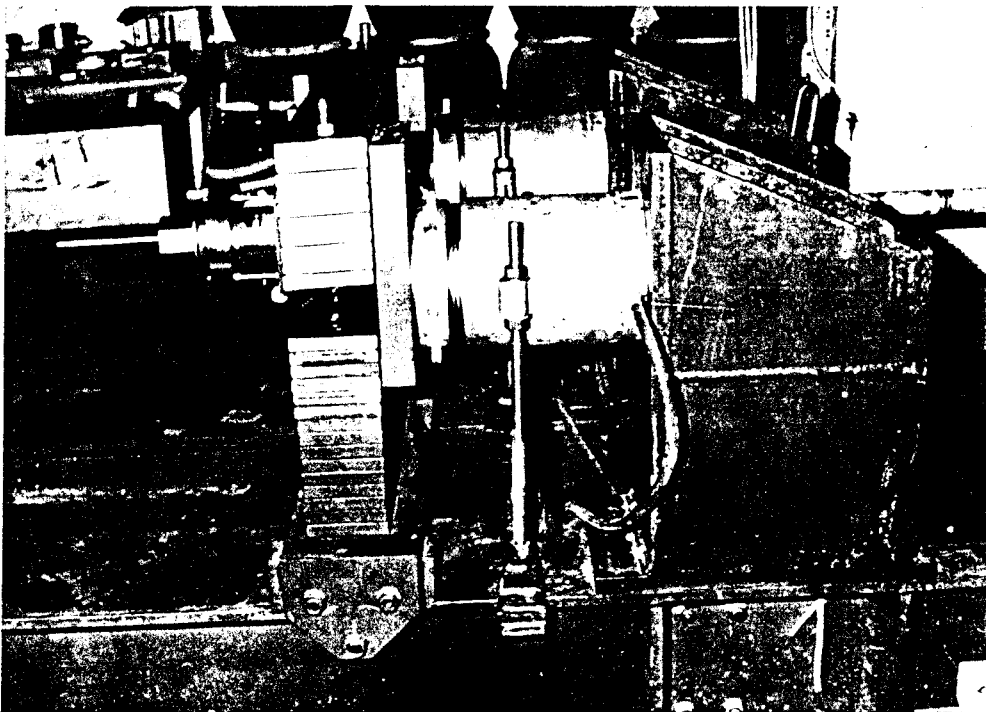


ild 3.2: Versuchsaufbau für die Biegeversuche bei tiefen Temperaturen



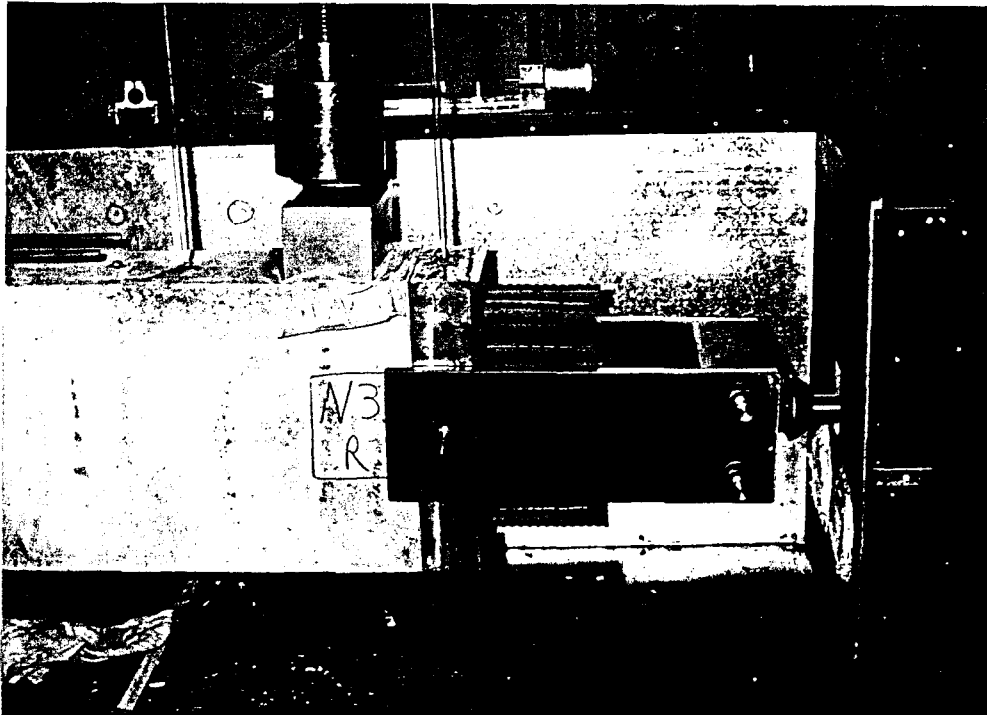


Überblick über  
Versuchsstand



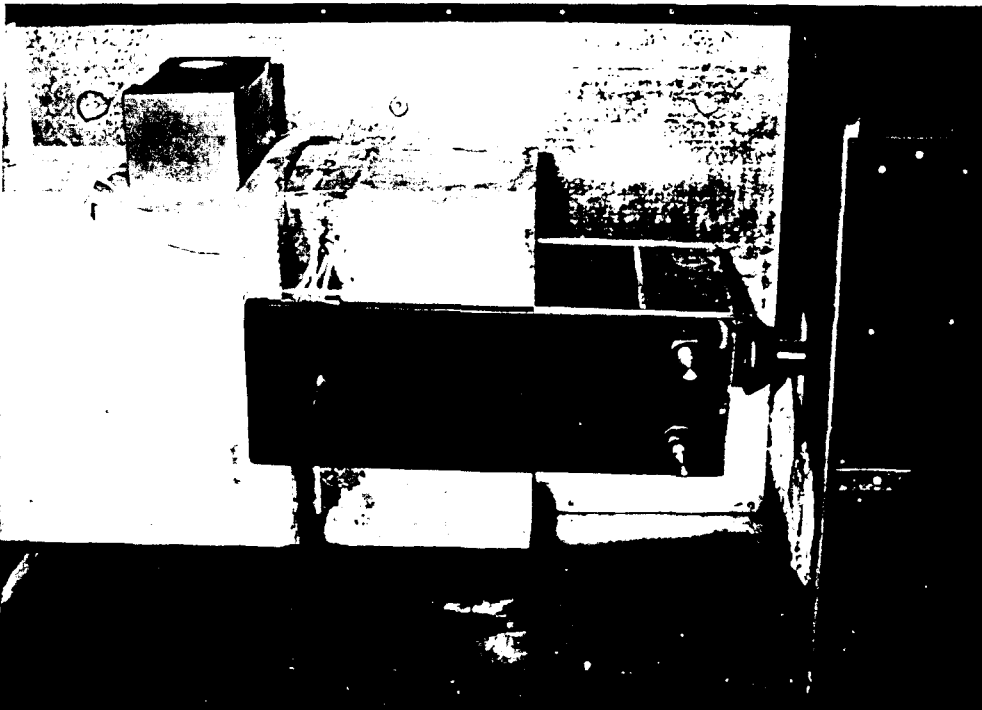
Belastungseinrichtung  
für Längszugkraft

Bild 3.4: Versuchseinrichtung



RT-Versuch

Verankerung durch  
Verschweißen



TT-Versuch

Verankerung durch  
Aufbeton

Bild 3.5: Vorrichtung zur Einleitung der Längszugkraft in die Versuchskörper

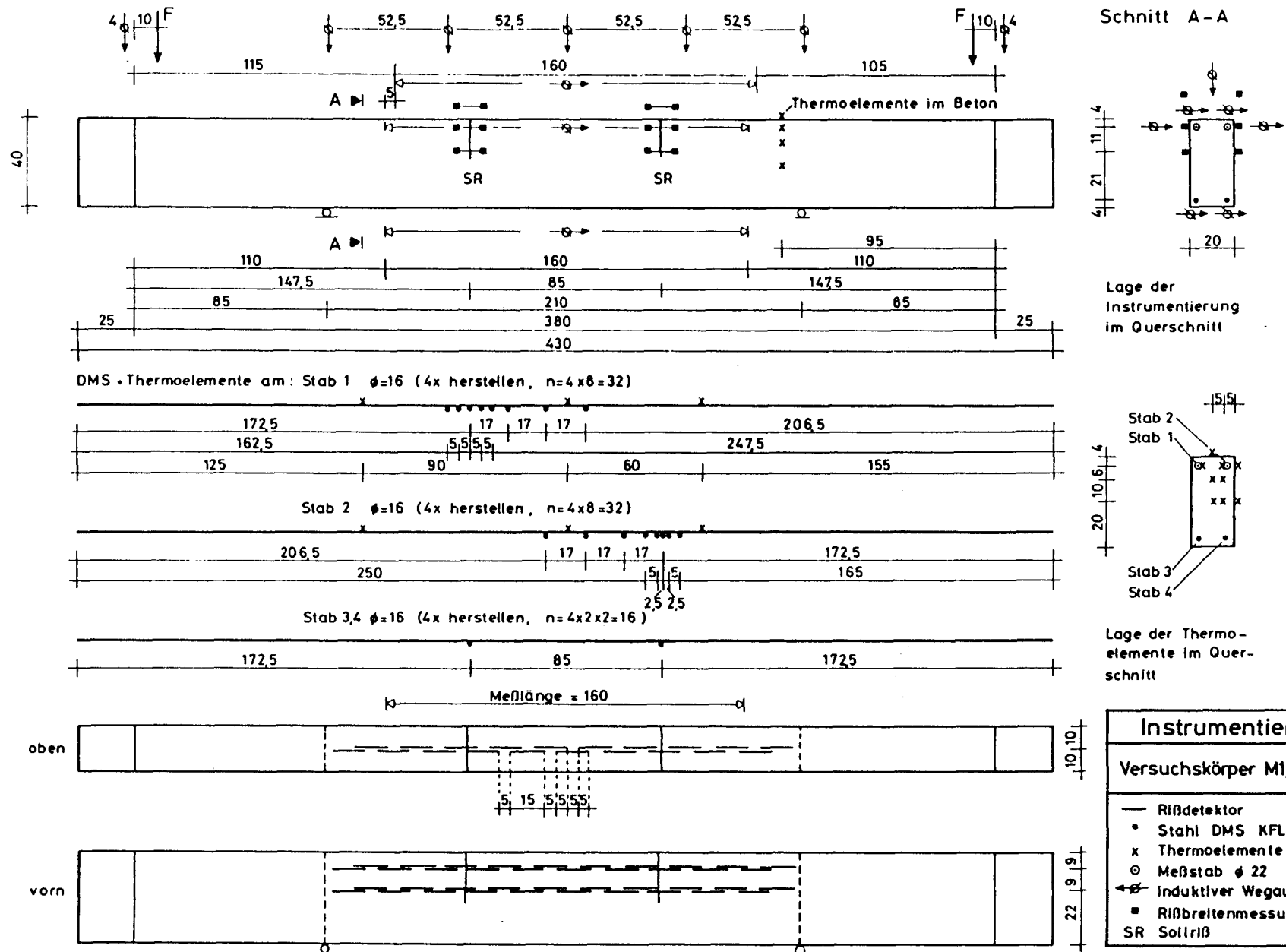
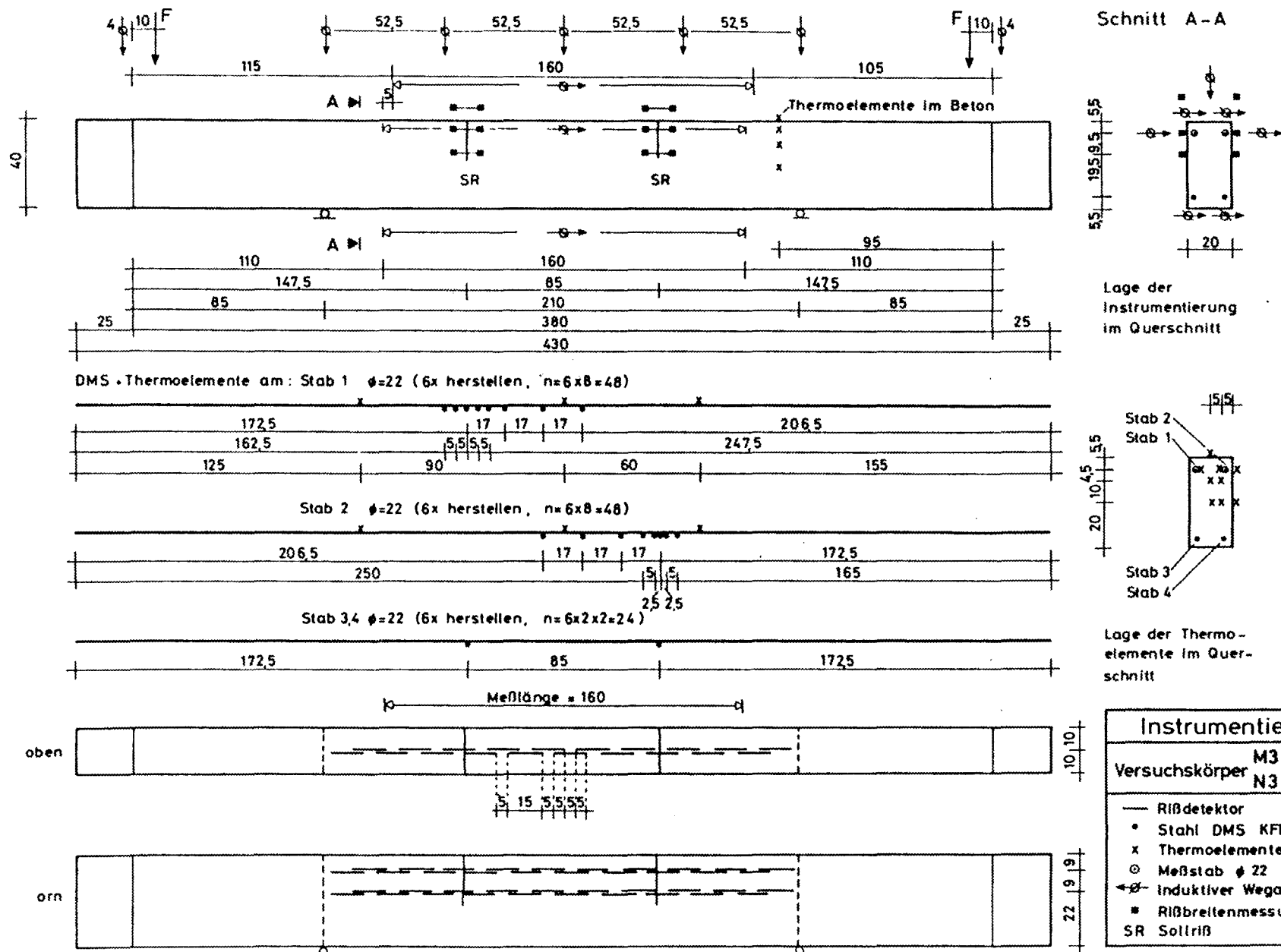
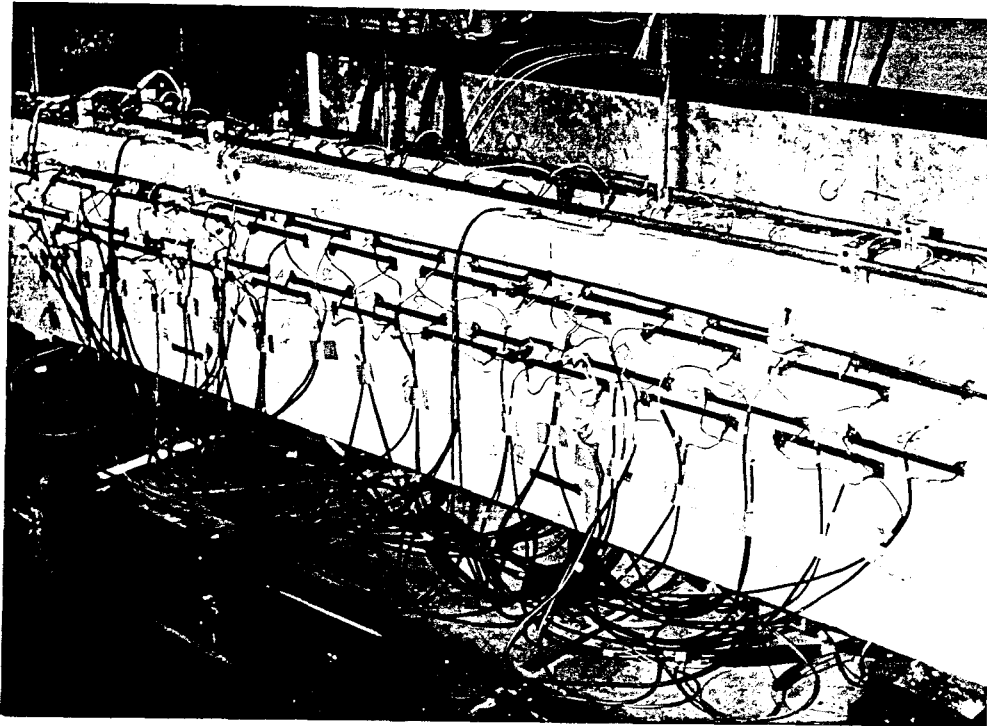


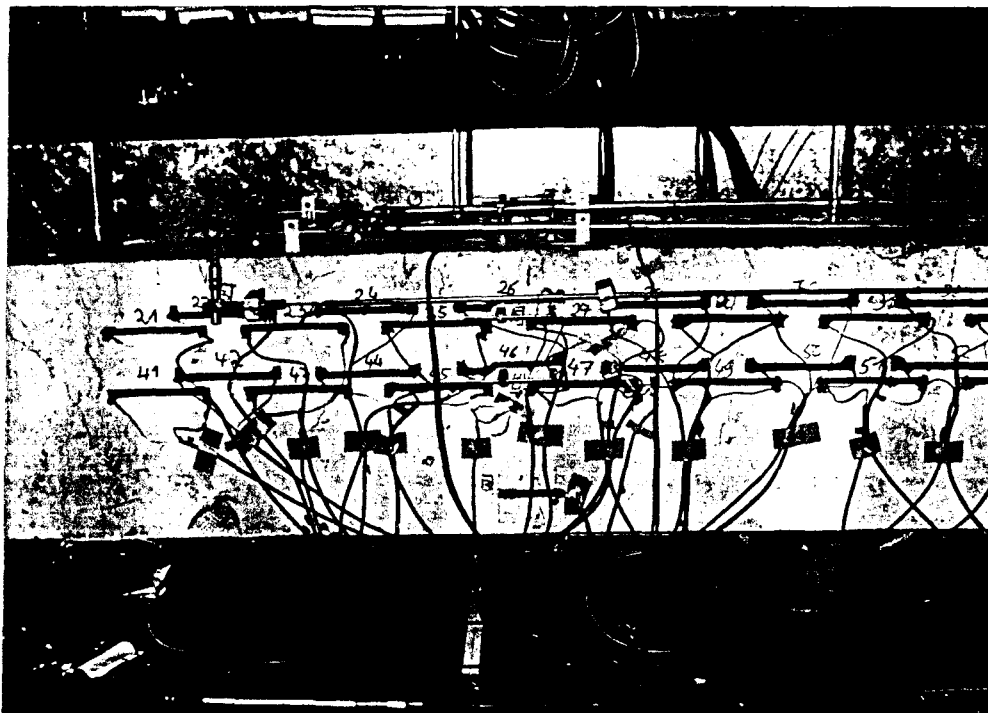
Bild 3.6: Instrumentierungsplan für die Versuchskörper M 1, M 2, N 1, N 2



ld 3.7: Instrumentierungsplan für die Versuchskörper M 3, M 4, M 5, N 3, N 4, N 5



Instrumentierung  
der Meßbasis



Instrumentierung an  
der Sollbruchstelle

Bild 3.8: Instrumentierung der Versuchskörper



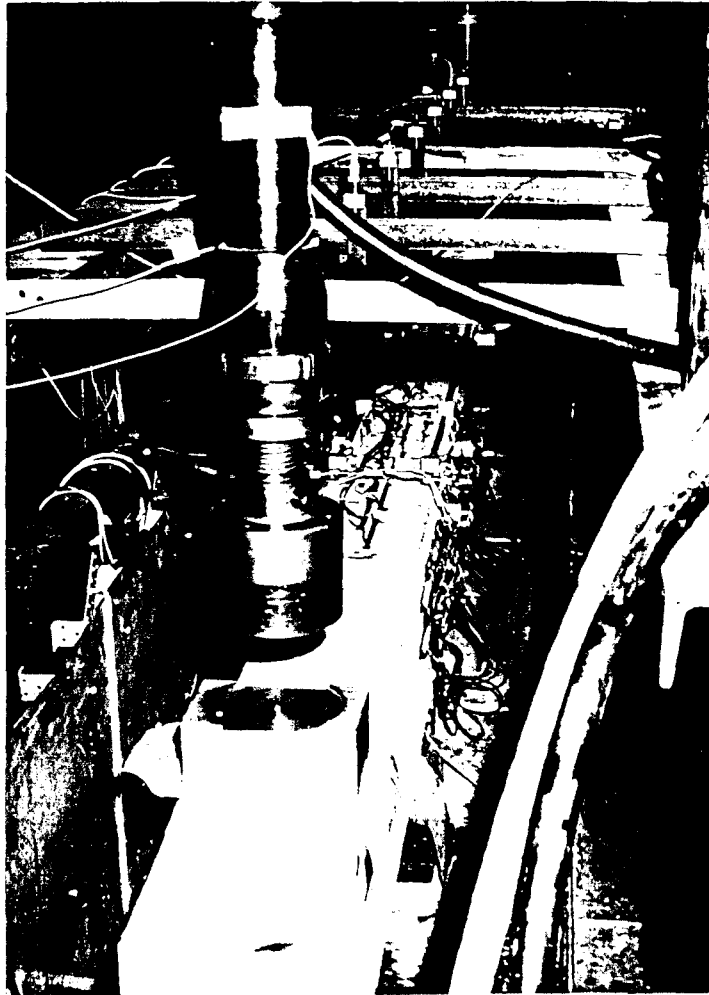
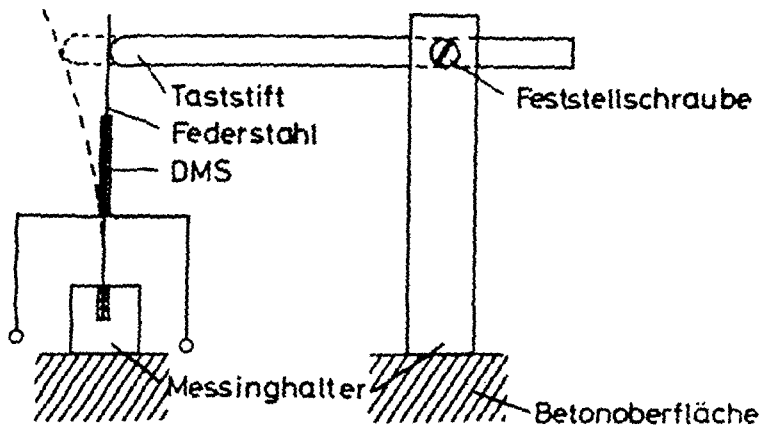
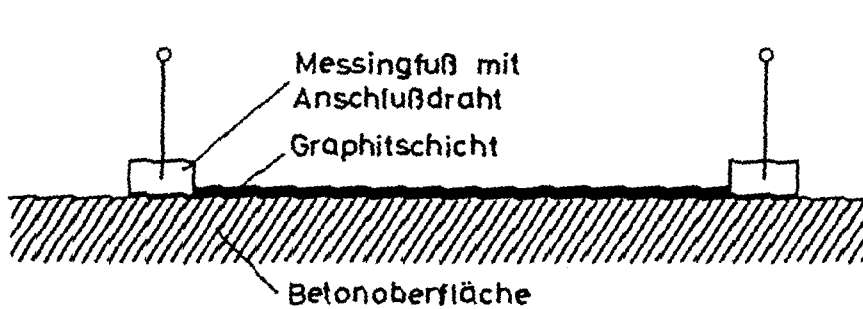


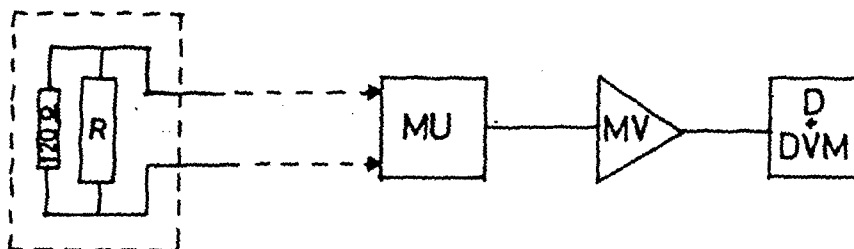
Bild 3.9: Belastungsvorrichtung und Rahmen für Wegaufnehmer zur Messung der Durchbiegung



Rißbreitenmeßsystem



Rißdetektor



Schaltbild für  
Rißdetektoren

MU = Meßstellenumschalter  
MV = Meßverstärker  
D = Drucker  
DVM = Digitalvoltmeter

Bild 3.10: Meßsysteme zur Ermittlung der Rißbildung und der Rißbreite

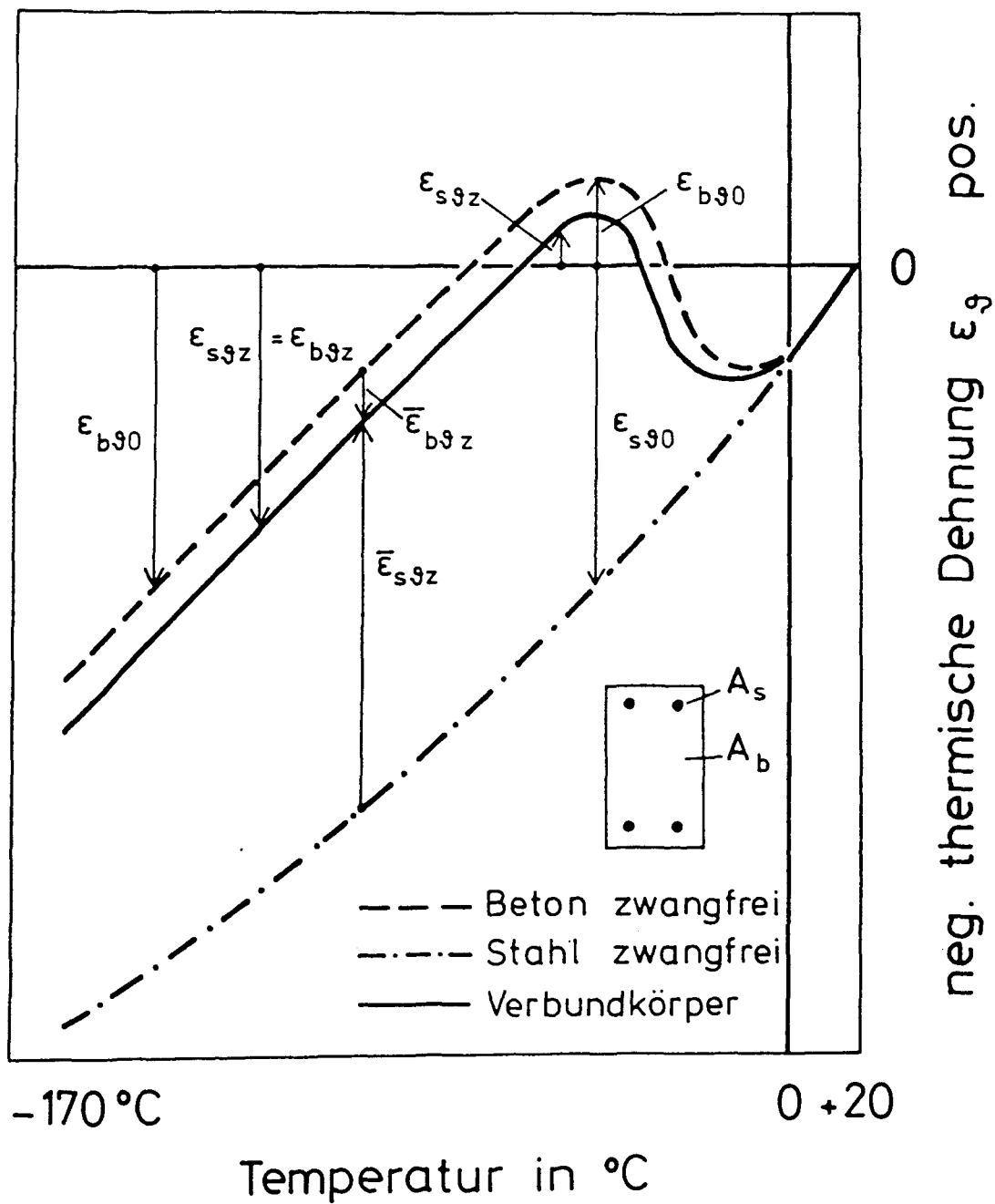


Bild 4.1: Schematische Darstellung des inneren thermischen Zwangs im symmetrisch bewehrten Stahlbetonstab

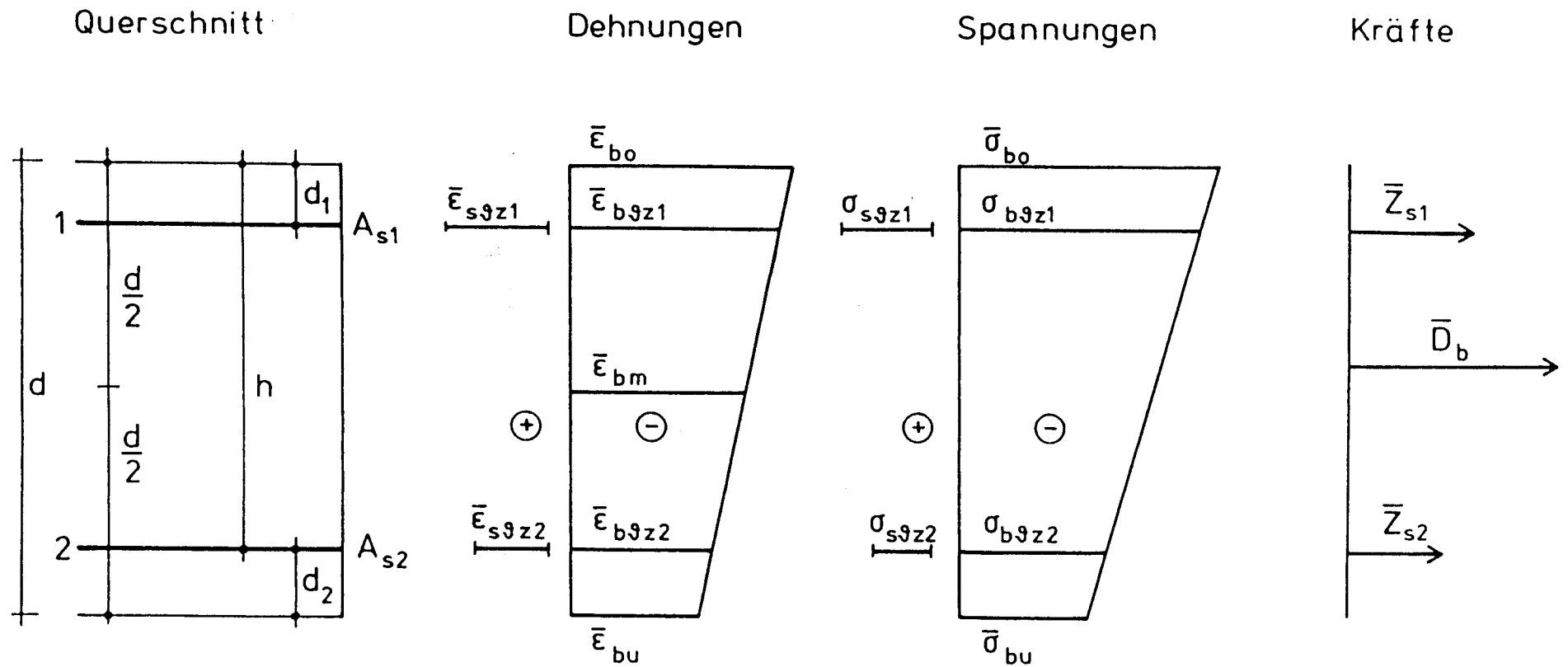
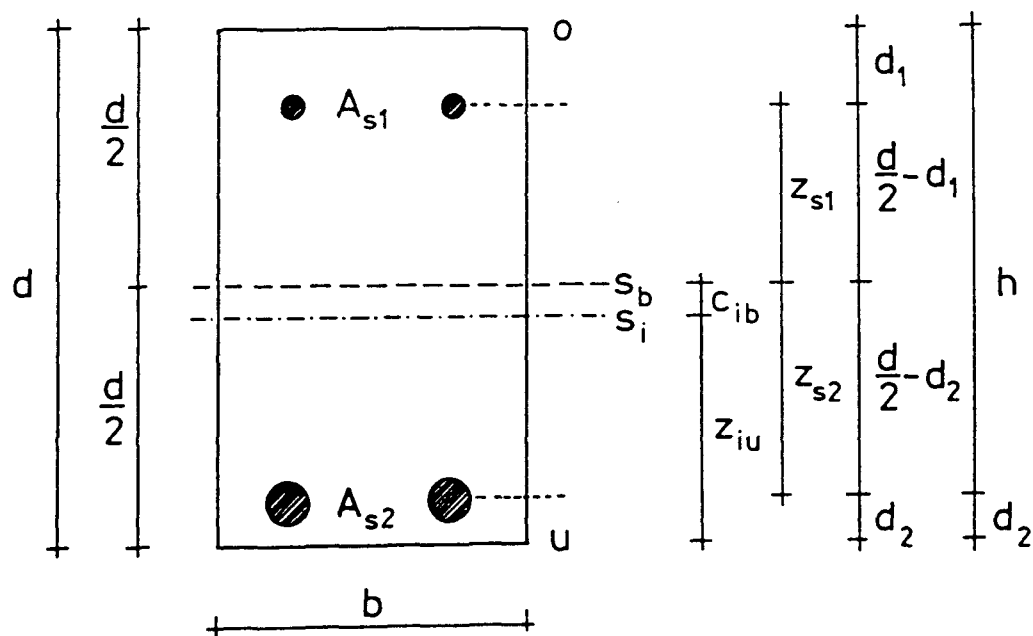


Bild 4.2: Beanspruchungszustand eines Stahlbetonstabes mit unsymmetrischer Bewehrung infolge thermischen Zwangs im Zustand I



$$\mu_1 = A_{s1} / b \cdot d$$

$$\beta_1 = d_1 / d$$

$$\mu_2 = A_{s2} / b \cdot d$$

$$\beta_2 = d_2 / d$$

$$\eta_{s1} = z_{s1} / d$$

$$\lambda = h / d$$

$$\eta_{s2} = z_{s2} / d$$

$$\zeta = c_{ib} / d$$

Bild 4.3: Bezeichnungen für die Ermittlung der Querschnittswerte im Zustand I

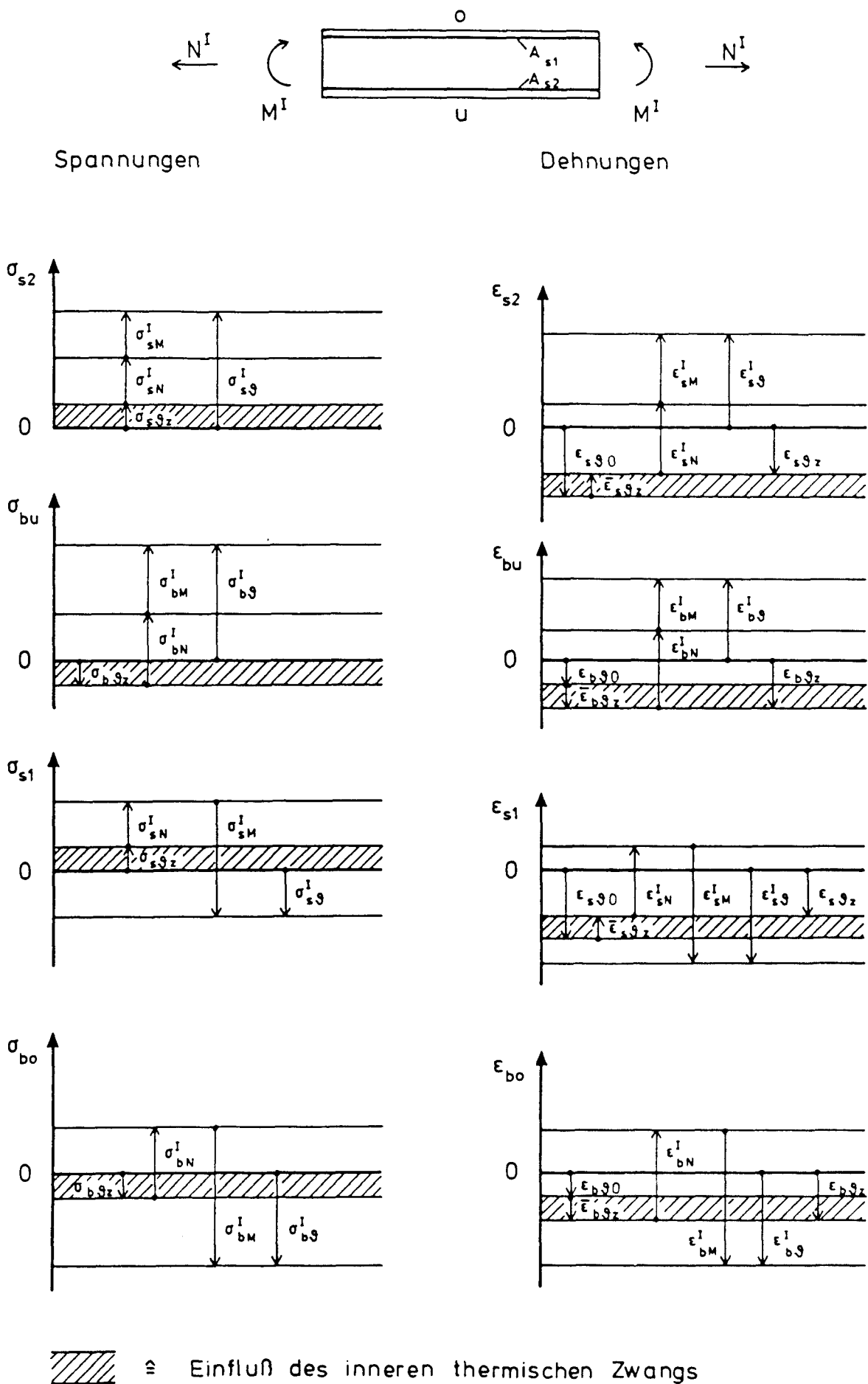


Bild 4.4: Schematische Darstellung der Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge thermischen Zwangs sowie infolge Biegung und Normalzugkraft im Zustand I

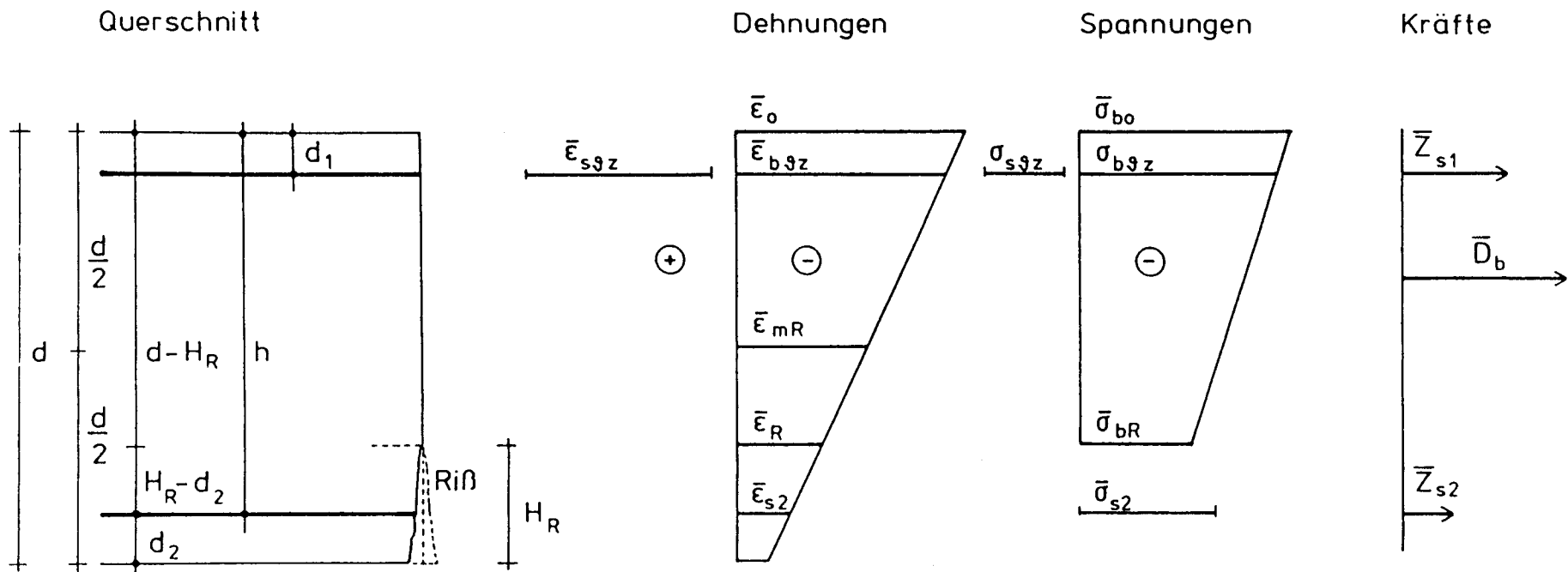


Bild 4.5: Beanspruchungszustand eines Stahlbetonstabes mit unsymmetrischer Bewehrung infolge thermischen Zwangs im Zustand II

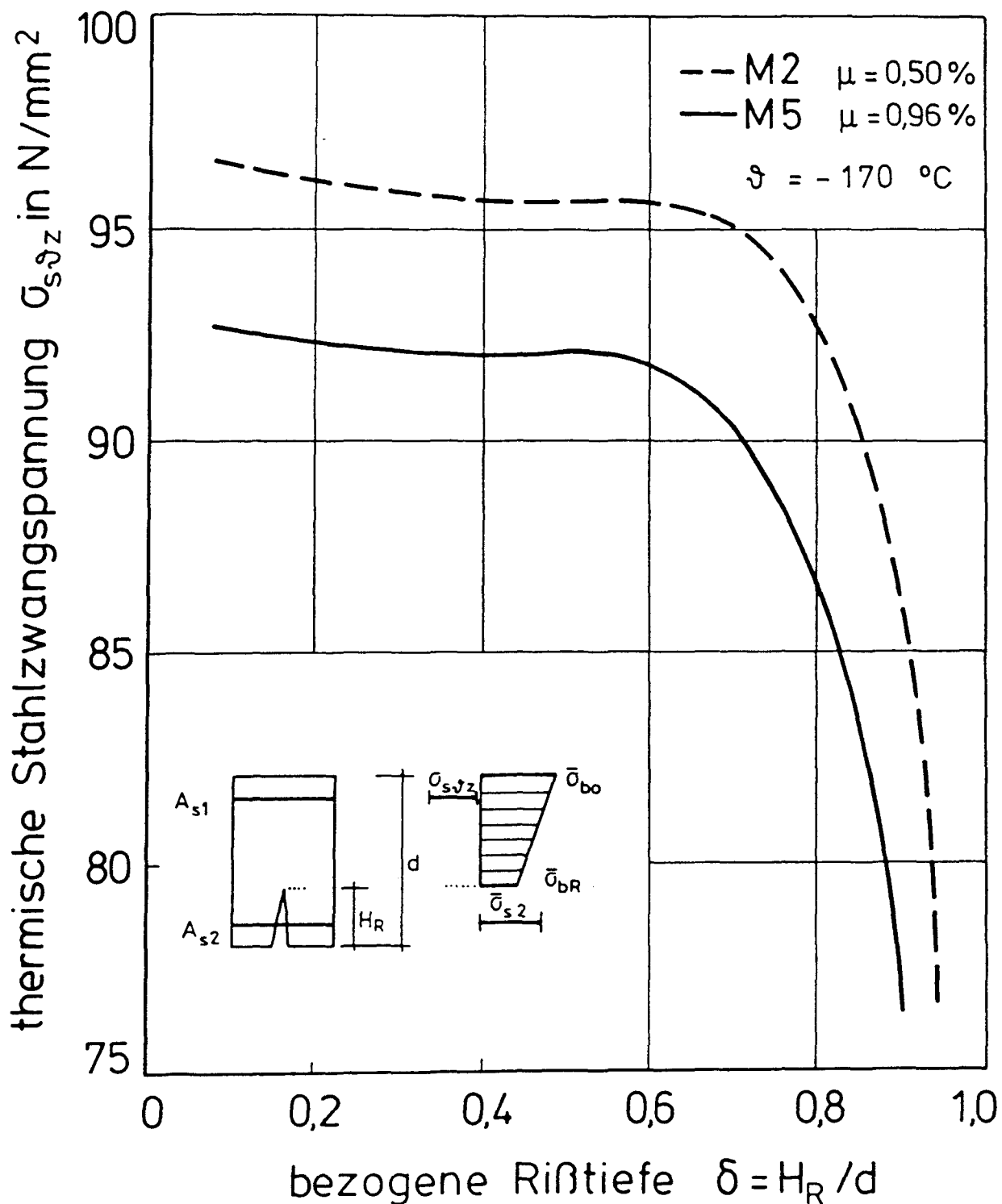


Bild 4.6: Thermische Stahlzwangspannung der Druckbewehrung bei einer Tieftemperatur von  $\vartheta = -170\text{ }^{\circ}\text{C}$  in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe im Zustand II



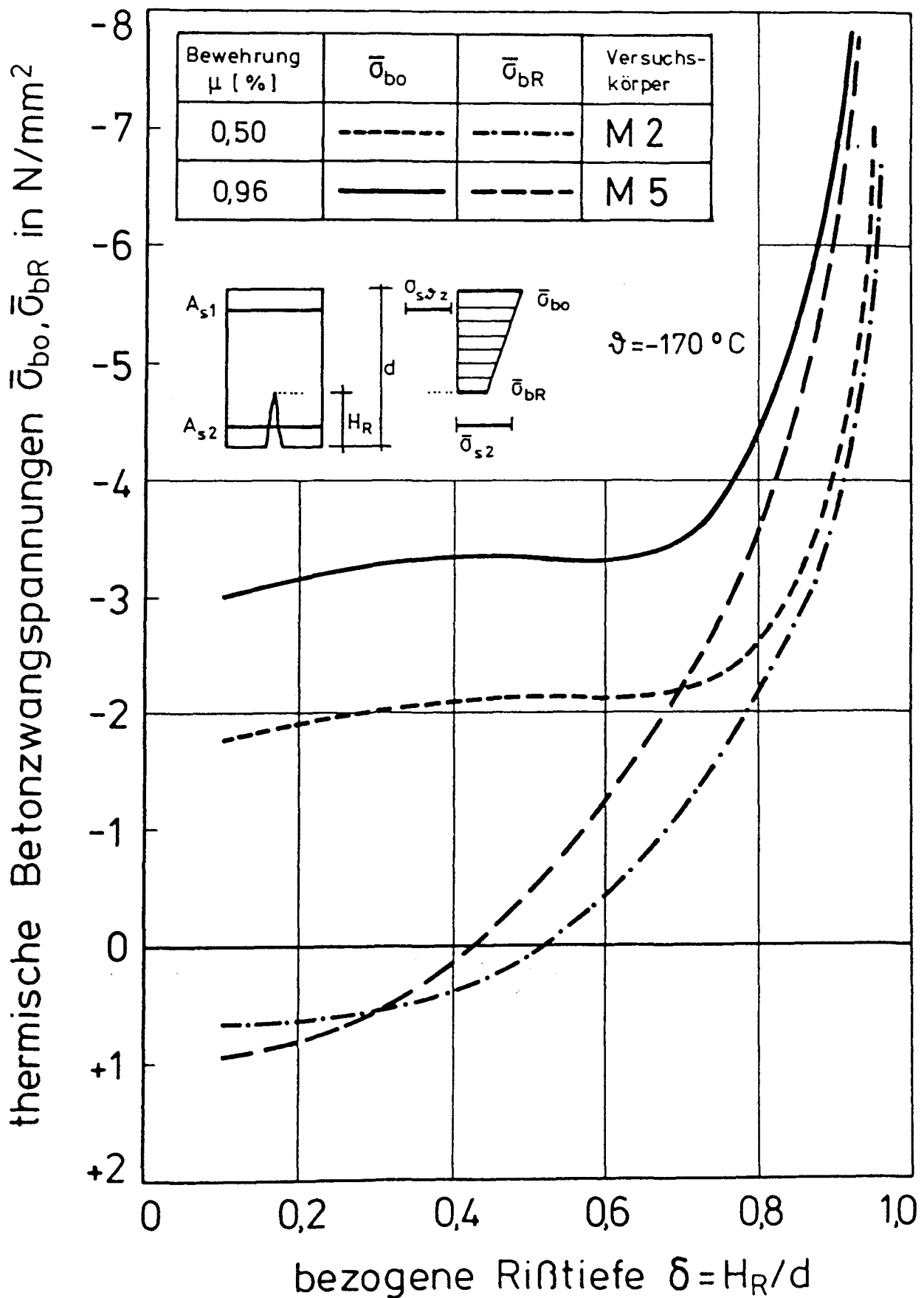


Bild 4.7: Thermische Betonzwangspannungen bei einer Tieftemperatur von  $\vartheta = -170^\circ \text{C}$  in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe im Zustand II

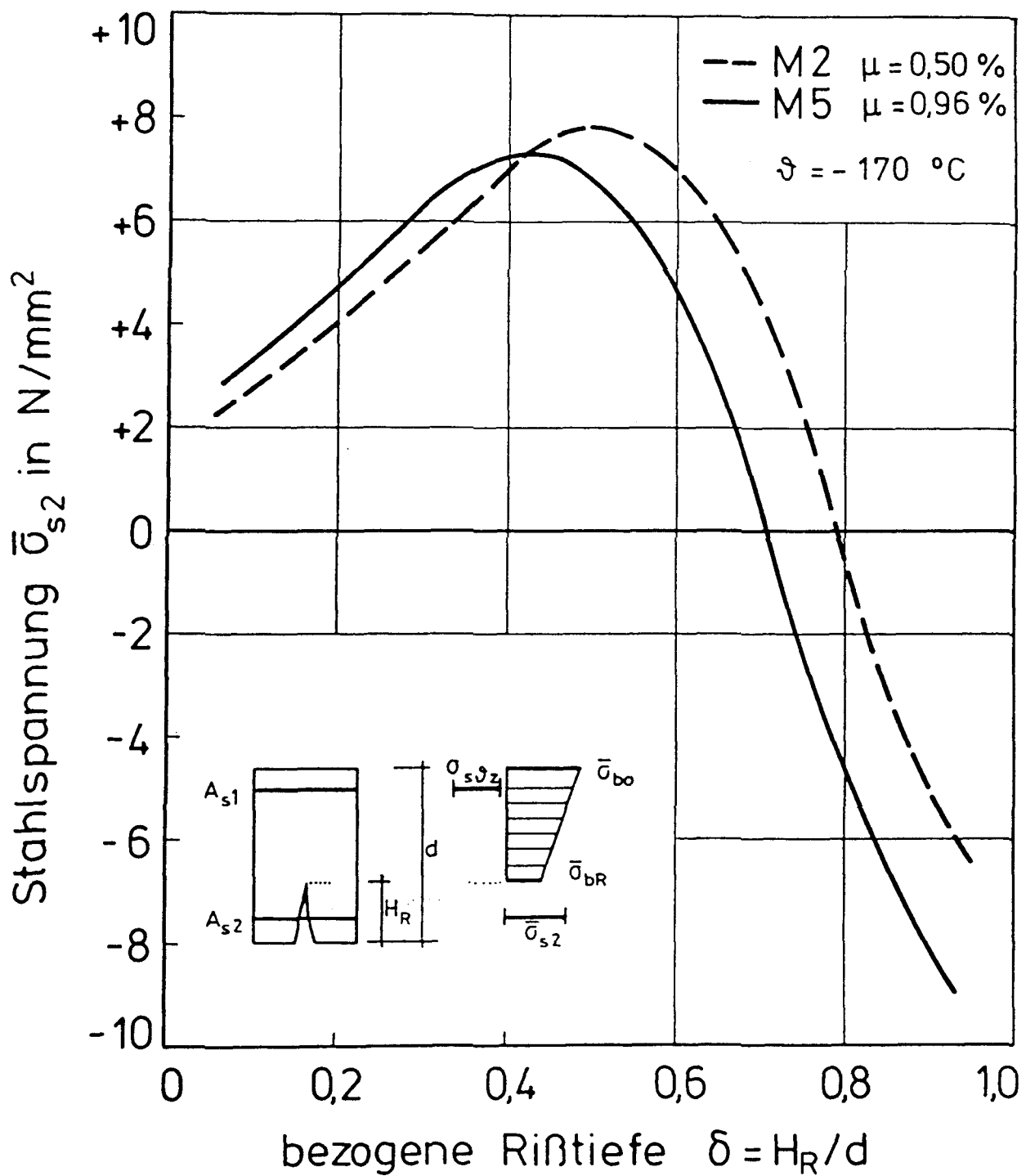


Bild 4.8: Spannung in der Zugbewehrung infolge thermischen Zwangs bei  $\vartheta = -170 \text{ }^{\circ}\text{C}$  in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe im Zustand II

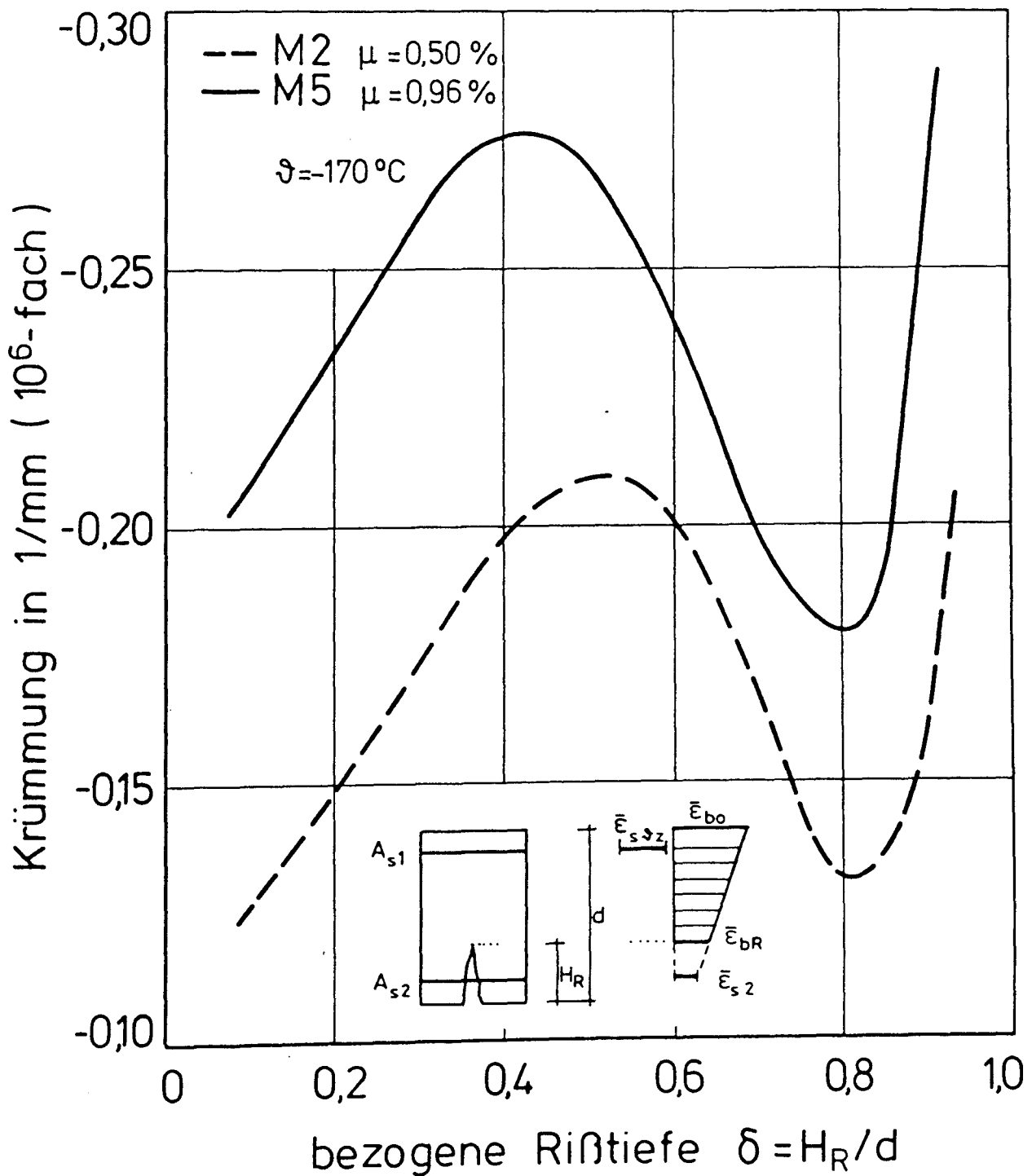


Bild 4.9: Krümmung infolge thermischen Zwangs bei  $\vartheta = -170 \text{ }^{\circ}\text{C}$  in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe im Zustand II



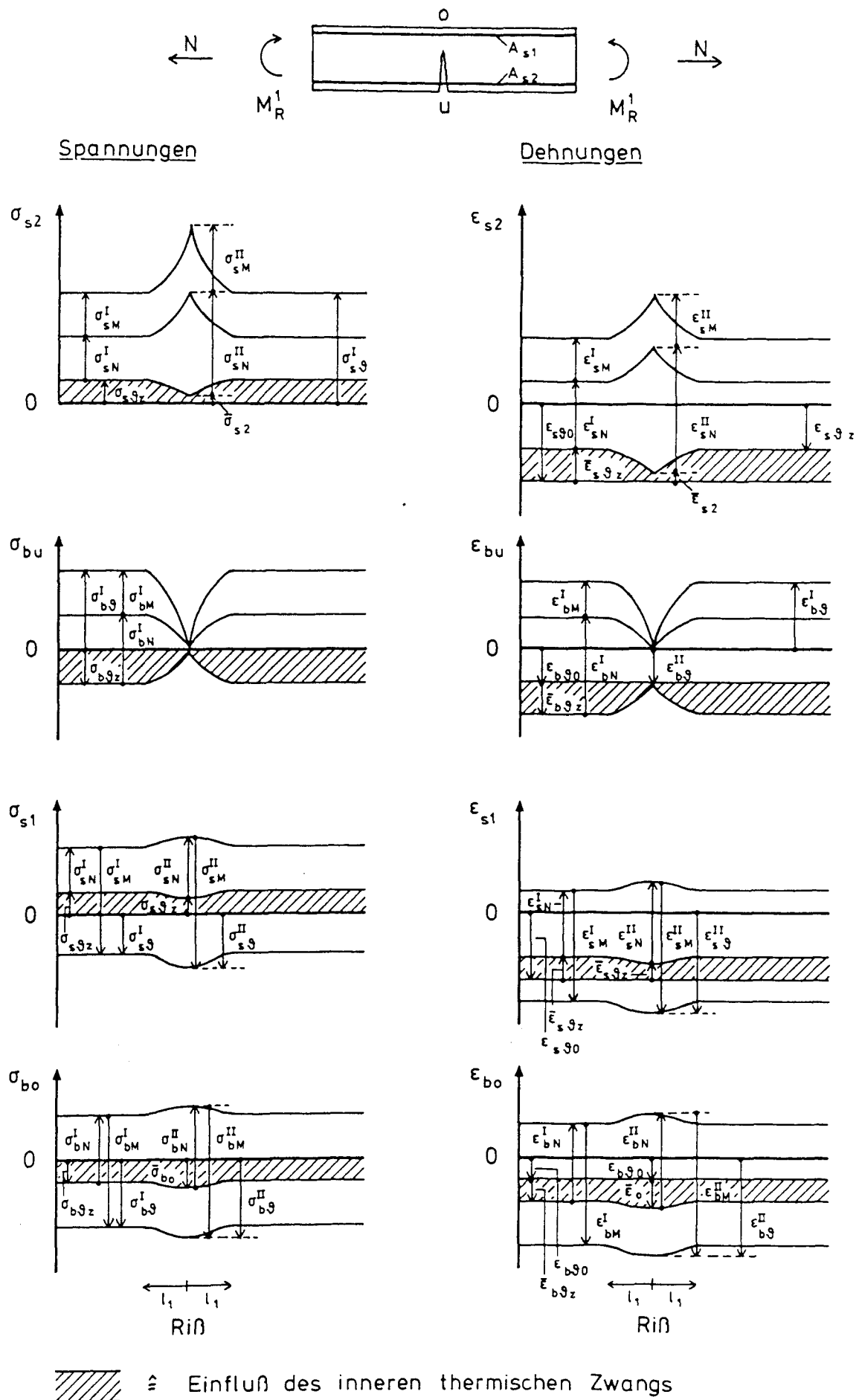


Bild 4.11: Schematische Darstellung der Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge thermischen Zwangs sowie infolge Biegung und Normalzugkraft im Zustand II

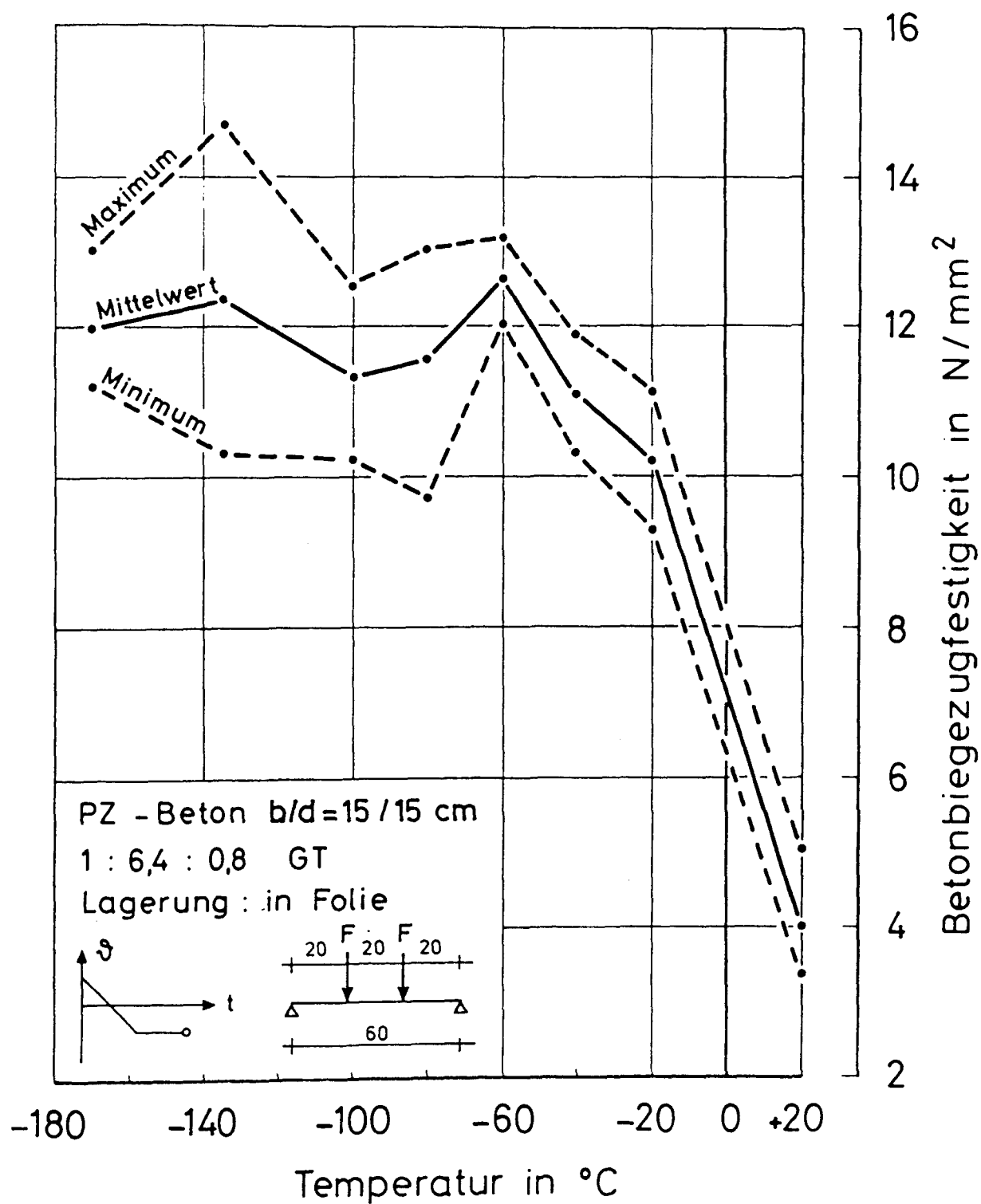


Bild 5.1: Biegezugfestigkeit des Betons B 25 bei tiefen Temperaturen

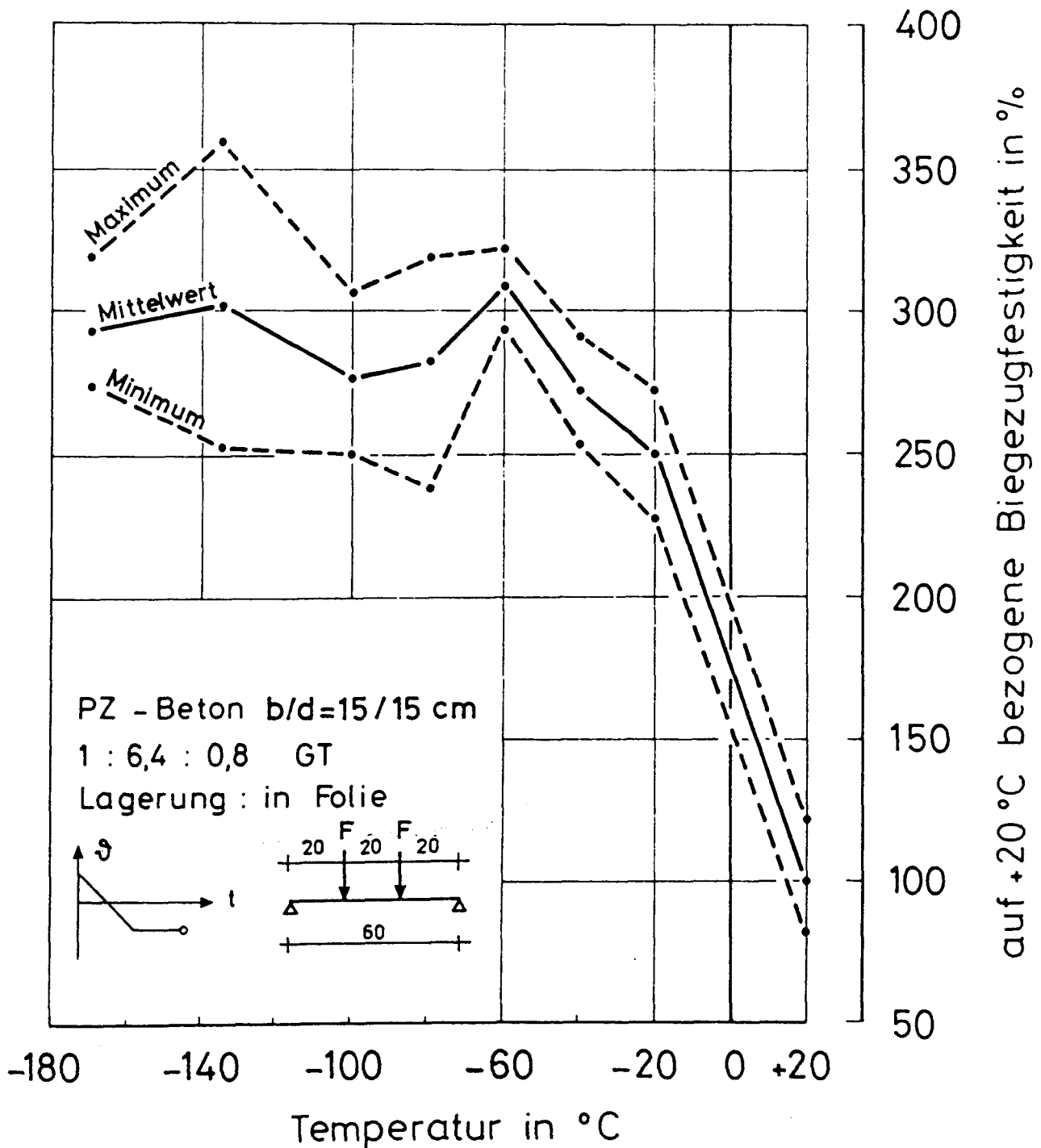


Bild 5.2: Auf +20 °C bezogene Biegezugfestigkeit  $\beta_{BZ}(\vartheta)/\beta_{BZ}(+20^\circ\text{C})$  des Betons B 25 bei tiefen Temperaturen





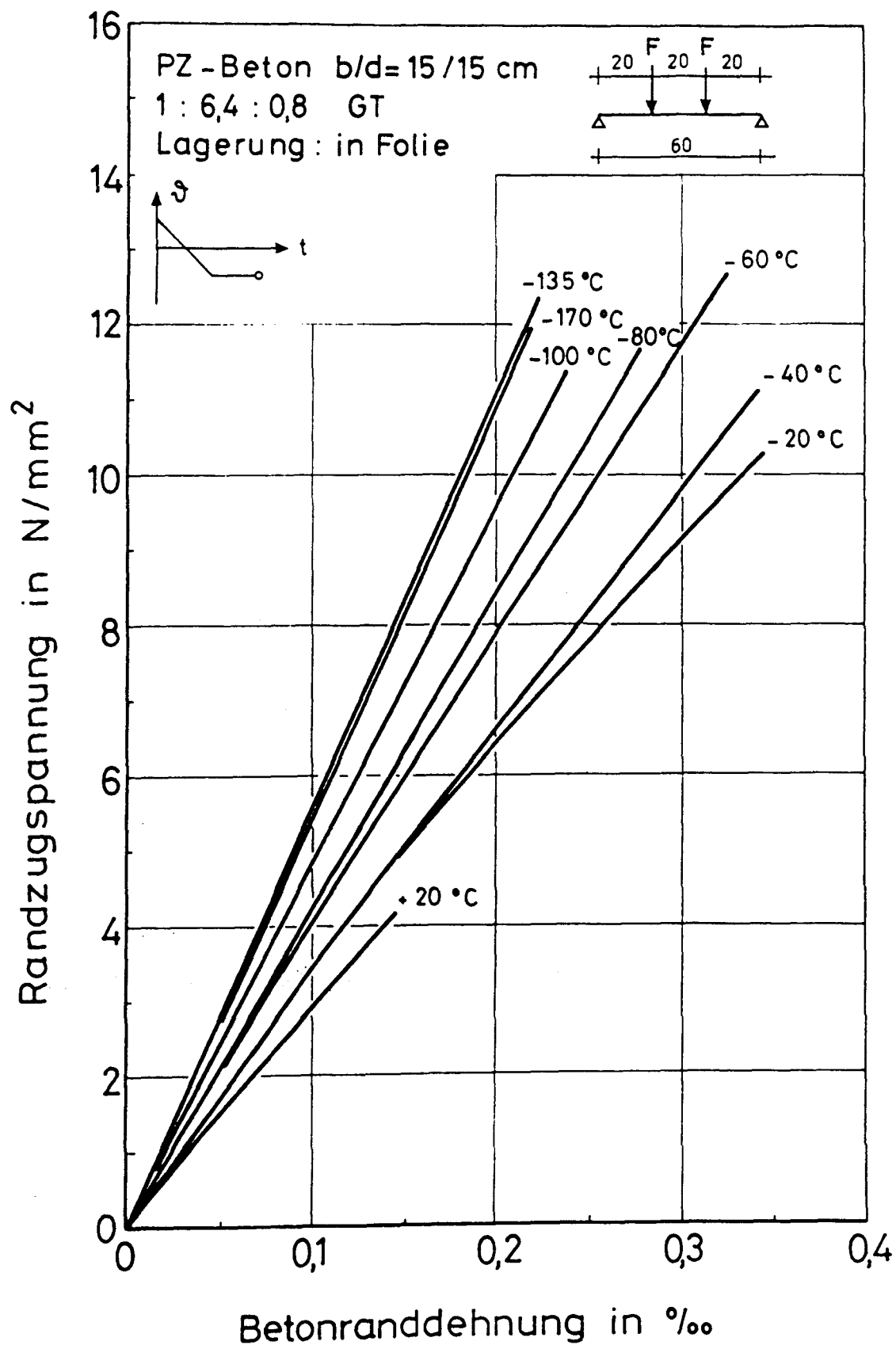


Bild 5.3: Betonrandspannung in Abhängigkeit von der Betonranddehnung bis zum Bruch bei tiefer Temperatur

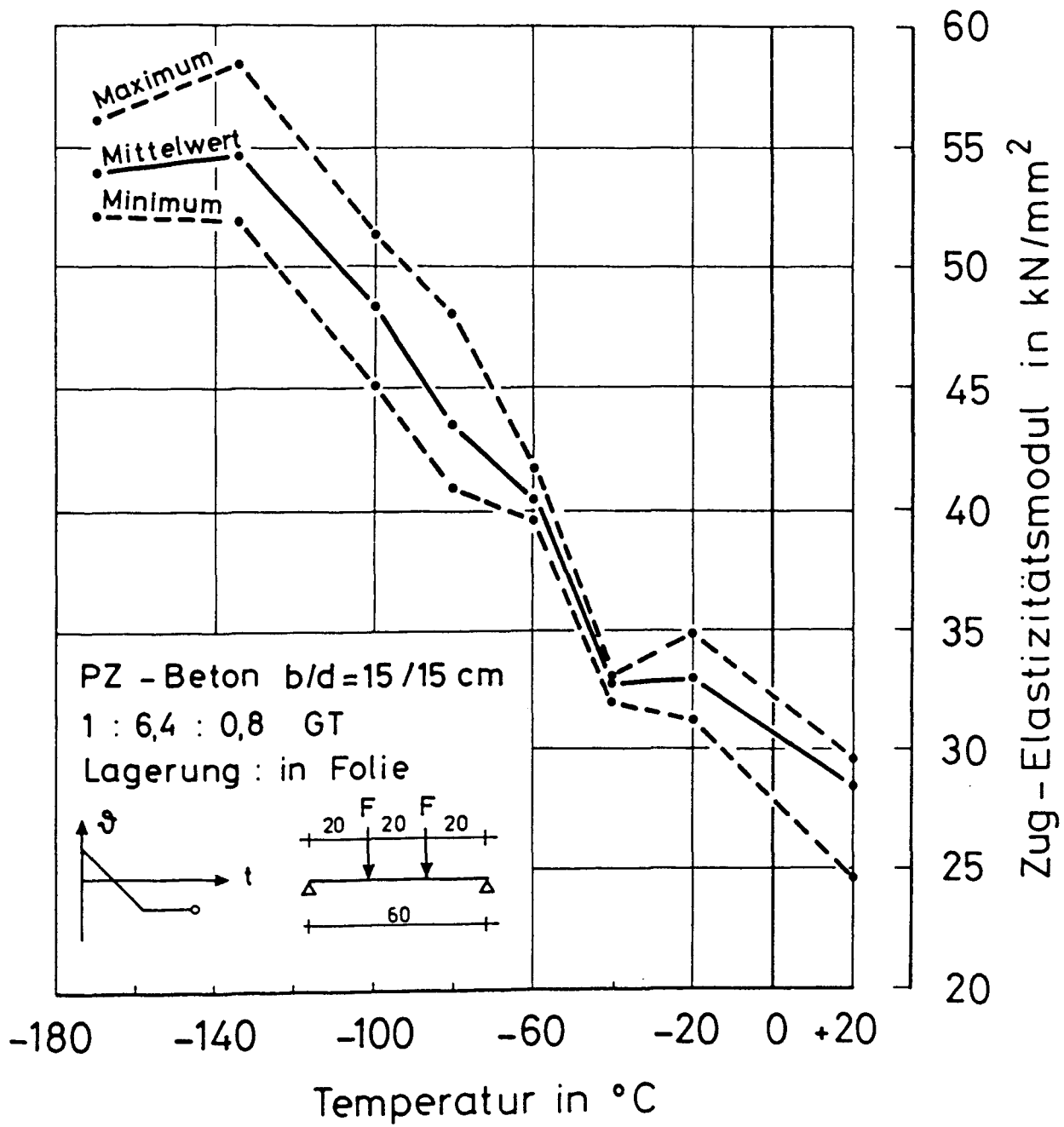


Bild 5.4: Zug-Elastizitätsmodul des Betons B 25 bei tiefen Temperaturen

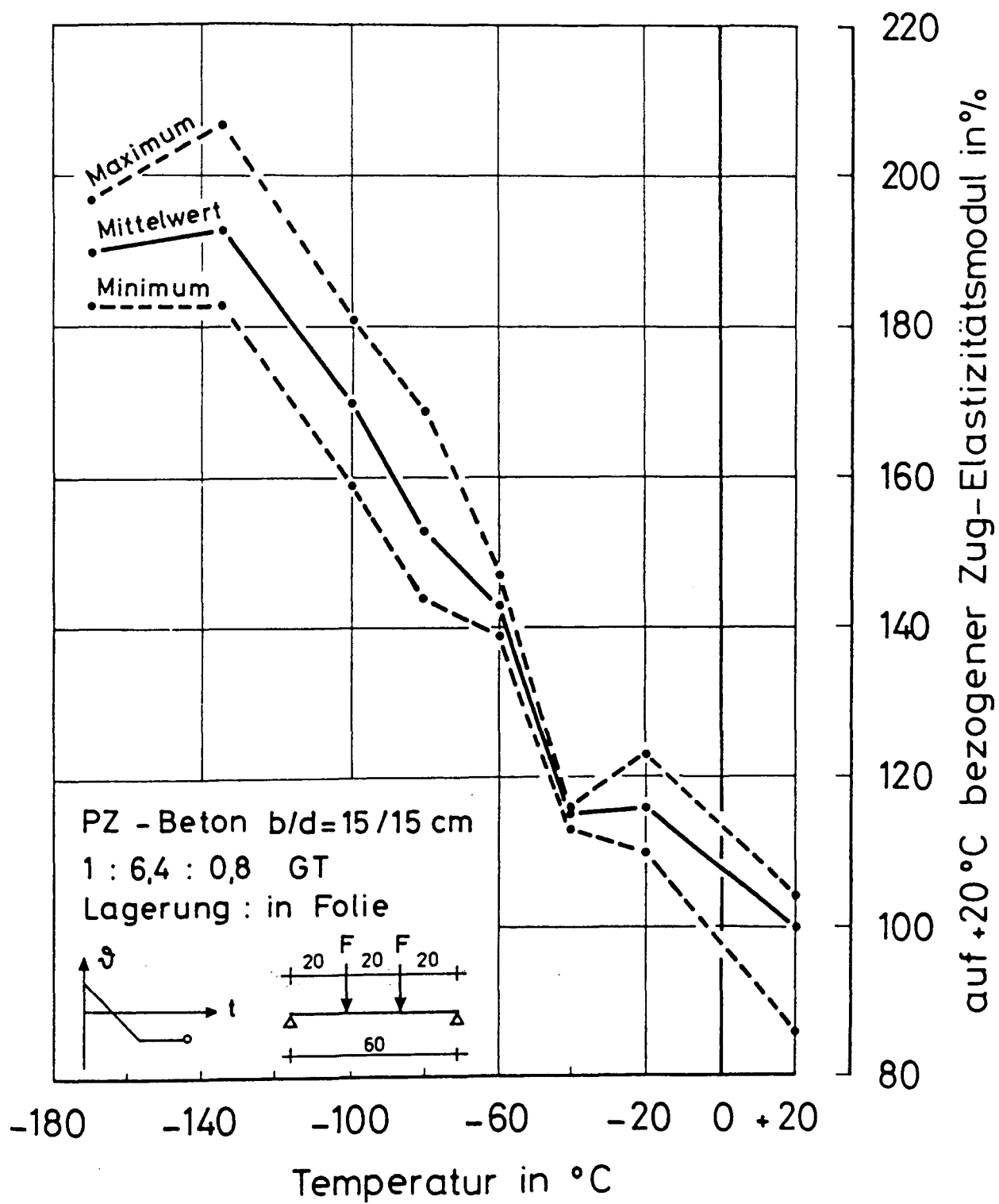


Bild 5.5: Auf +20 °C bezogener Zug-Elastizitätsmodul  $E_{bZ}(\vartheta)/E_{bZ}(+20^{\circ}\text{C})$  des Betons B 25 bei tiefen Temperaturen

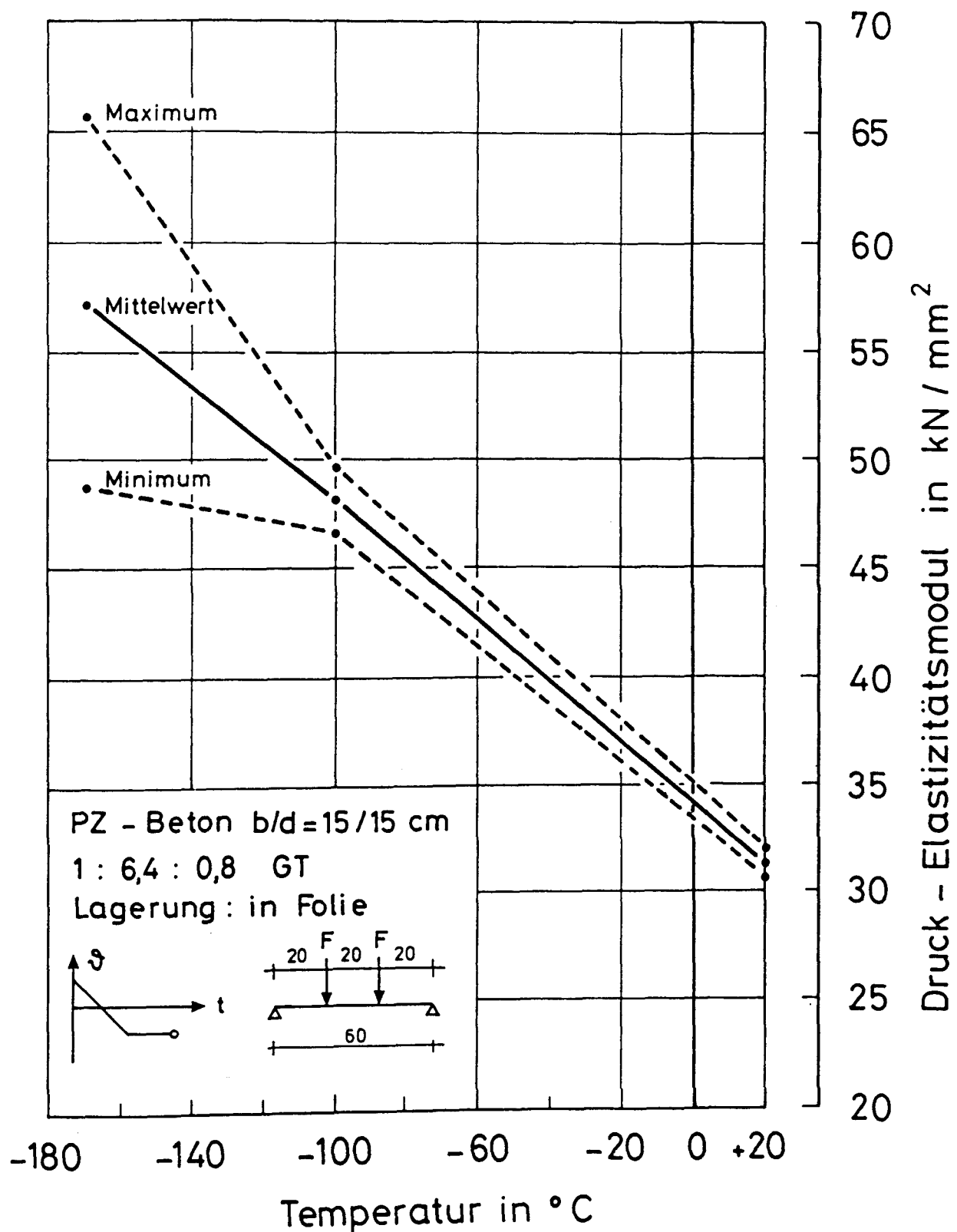


Bild 5.6: Druck-Elastizitätsmodul des Betons B 25 bei tiefen Temperaturen

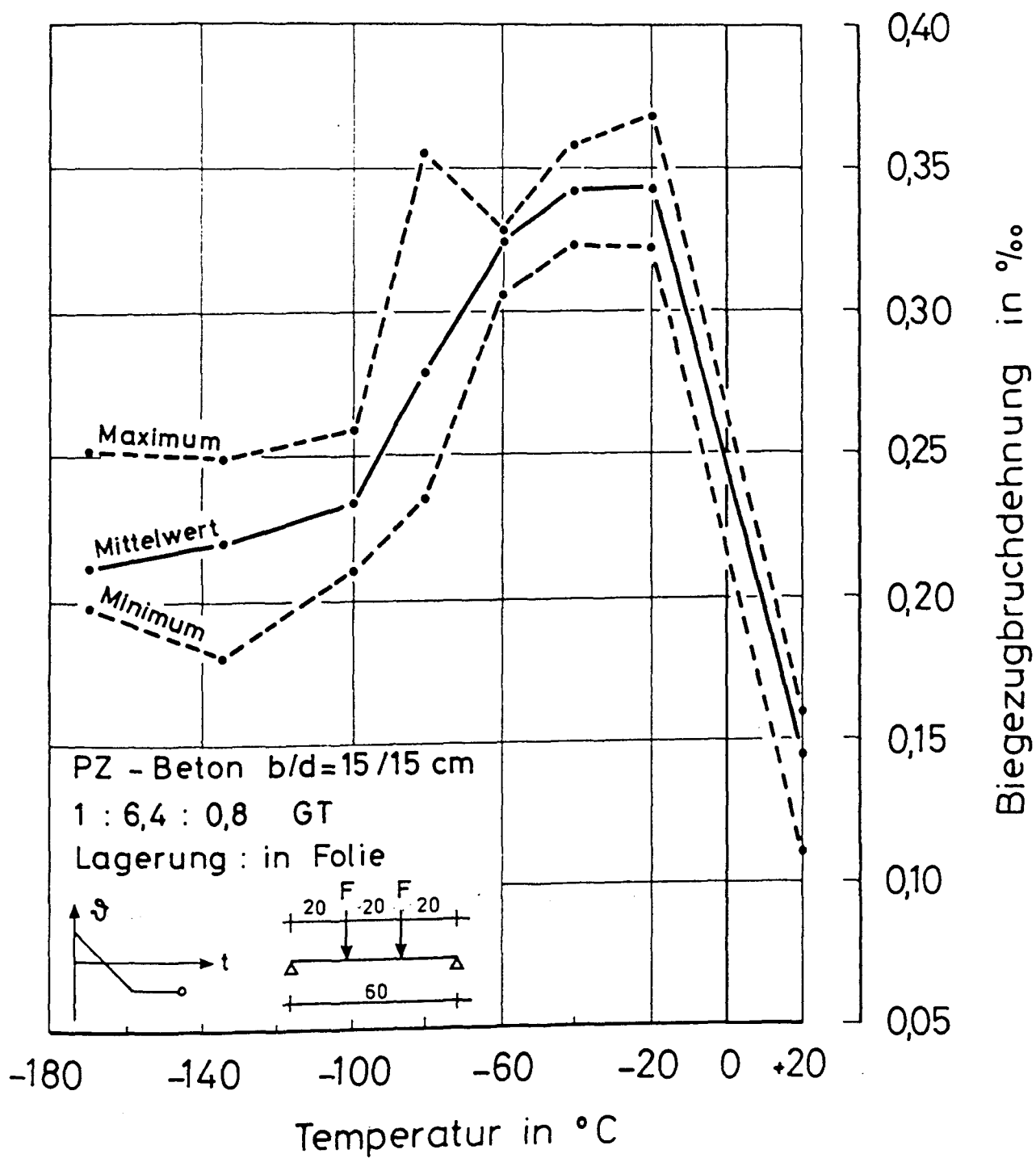


Bild 5.7: Biegezugbruchdehnung des Betons B 25 bei tiefen Temperaturen

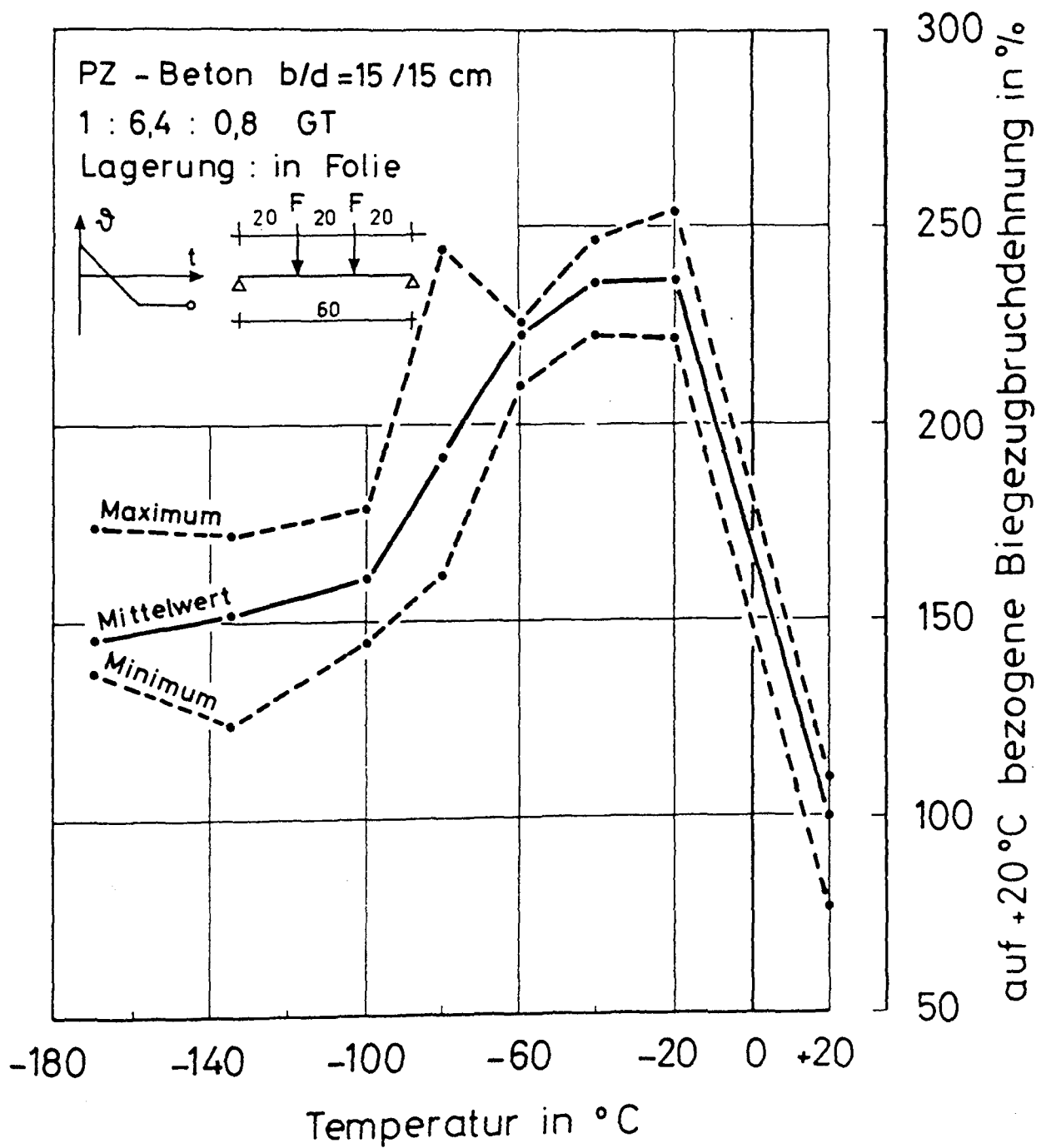
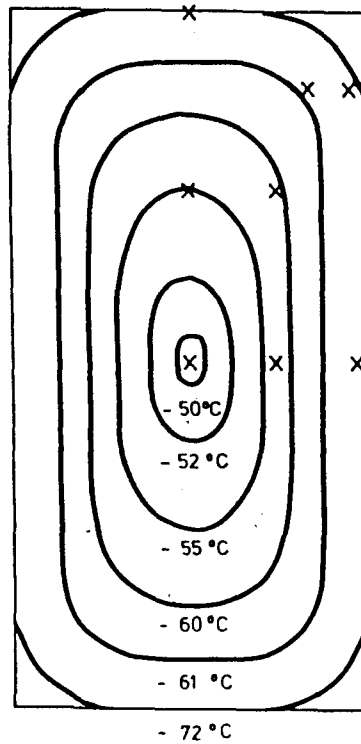


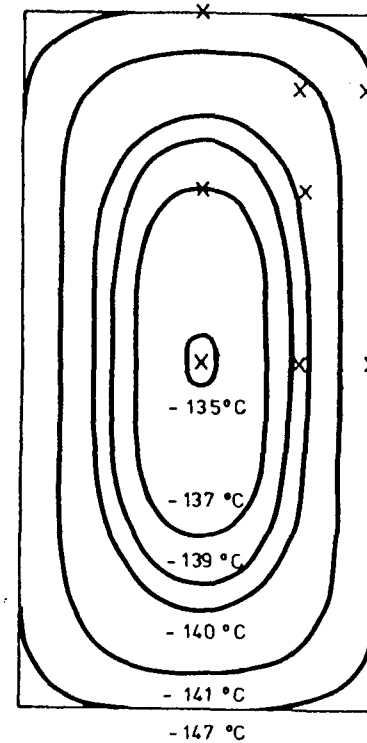
Bild 5.8: Bezogene Biegezugbruchdehnung  $\varepsilon_{bz,u}(\vartheta)/\varepsilon_{bz,u}(+20^\circ\text{C})$  des Betons B 25 bei tiefen Temperaturen

Bemerkung: Das Bild 5.9 entfällt.

$\vartheta_{\text{Kern}} = -50\text{ °C}$



$\vartheta_{\text{Kern}} = -135\text{ °C}$



x Lage der  
Thermoelemente

Bild 5.10: Temperaturfelder im Betonquerschnitt der Versuchskörper für Kerntemperaturen  $\vartheta = -50\text{ °C}$  und  $\vartheta = -135\text{ °C}$

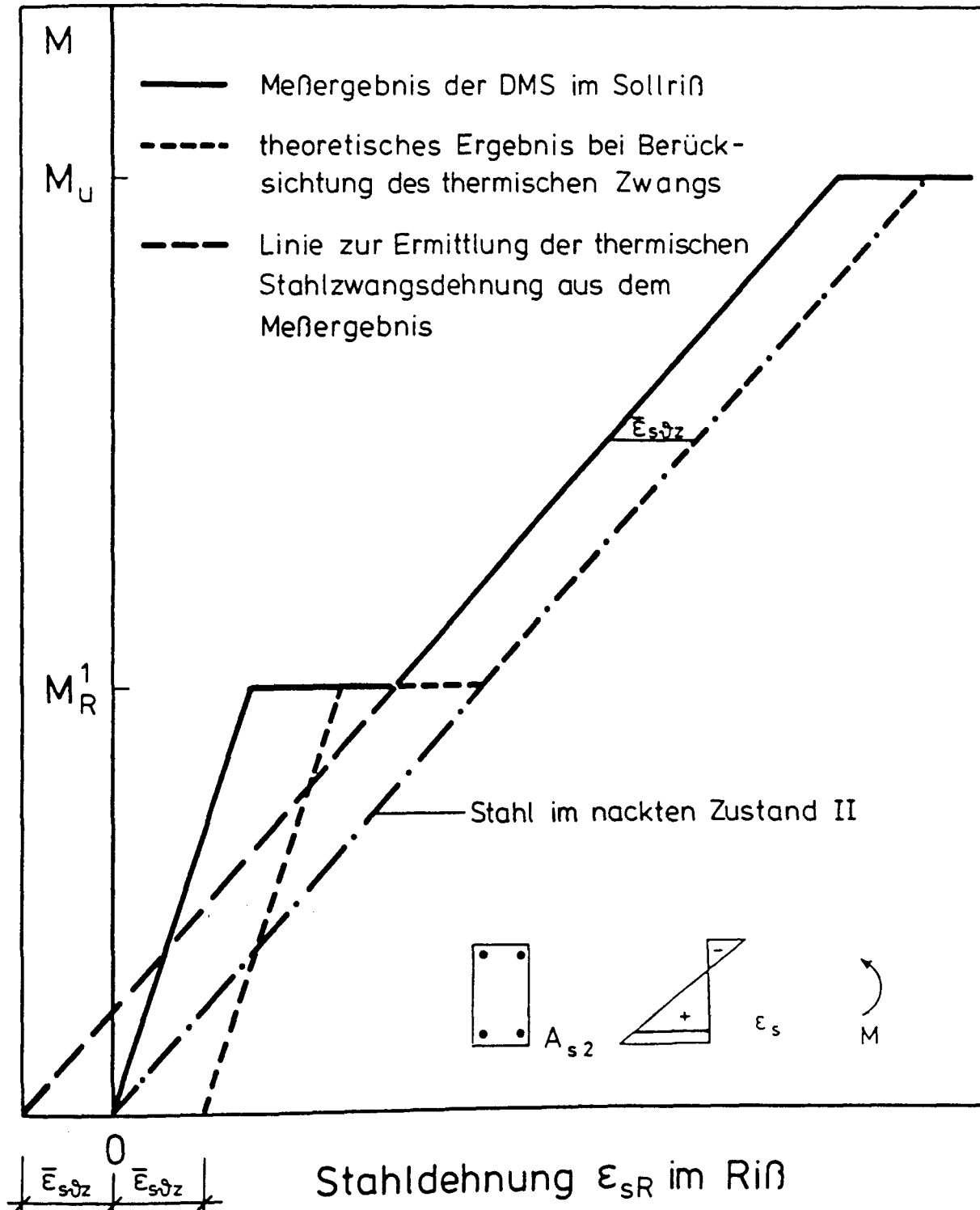


Bild 5.11: Schematischer Zusammenhang zwischen der gemessenen Stahldehnung und der Stahldehnung bei Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs



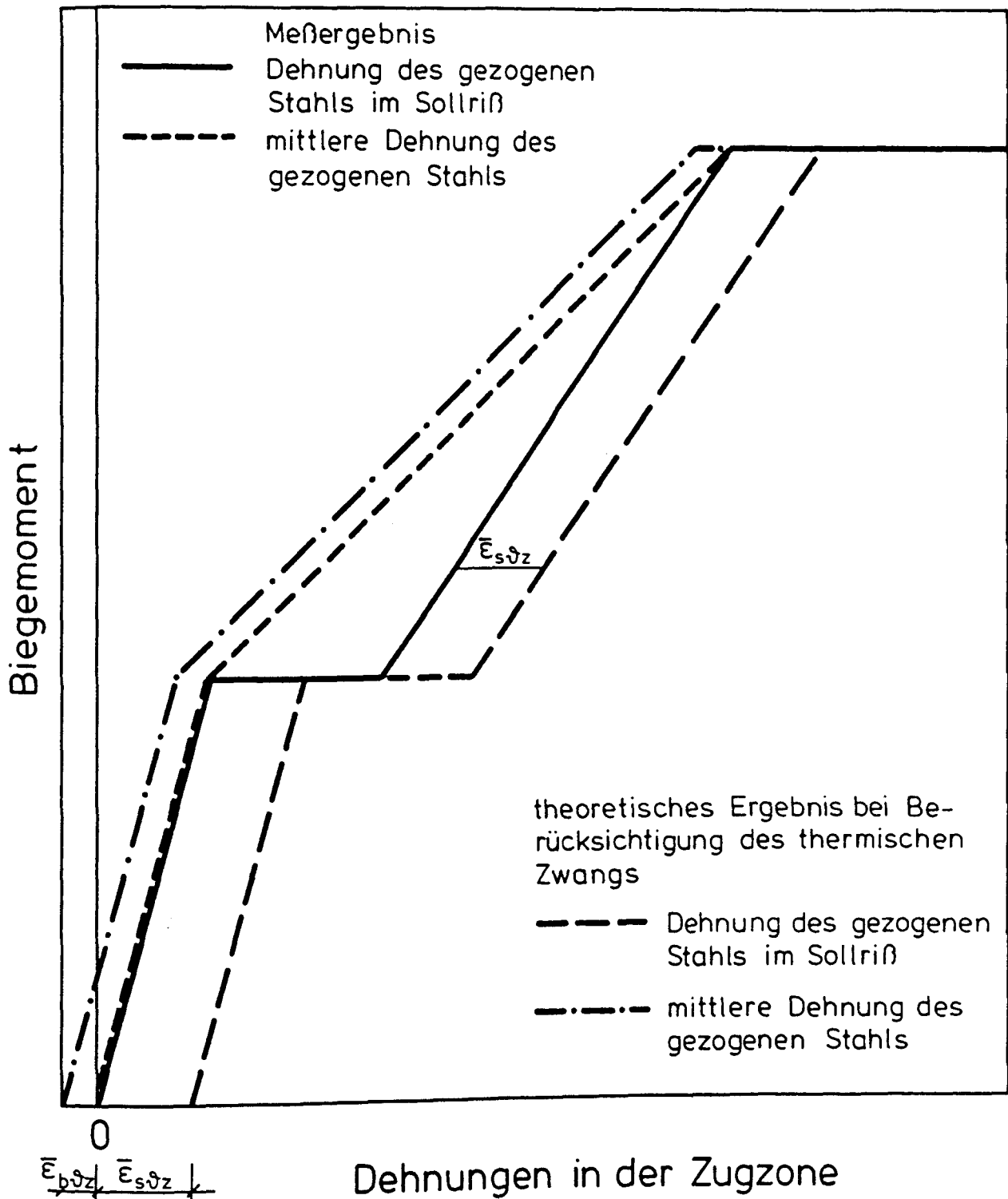


Bild 5.12: Schematische Darstellung der Stahldehnungen im Sollriß und der mittleren Stahldehnungen in der Zugzone: Meßergebnis - theoretisches Ergebnis bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs

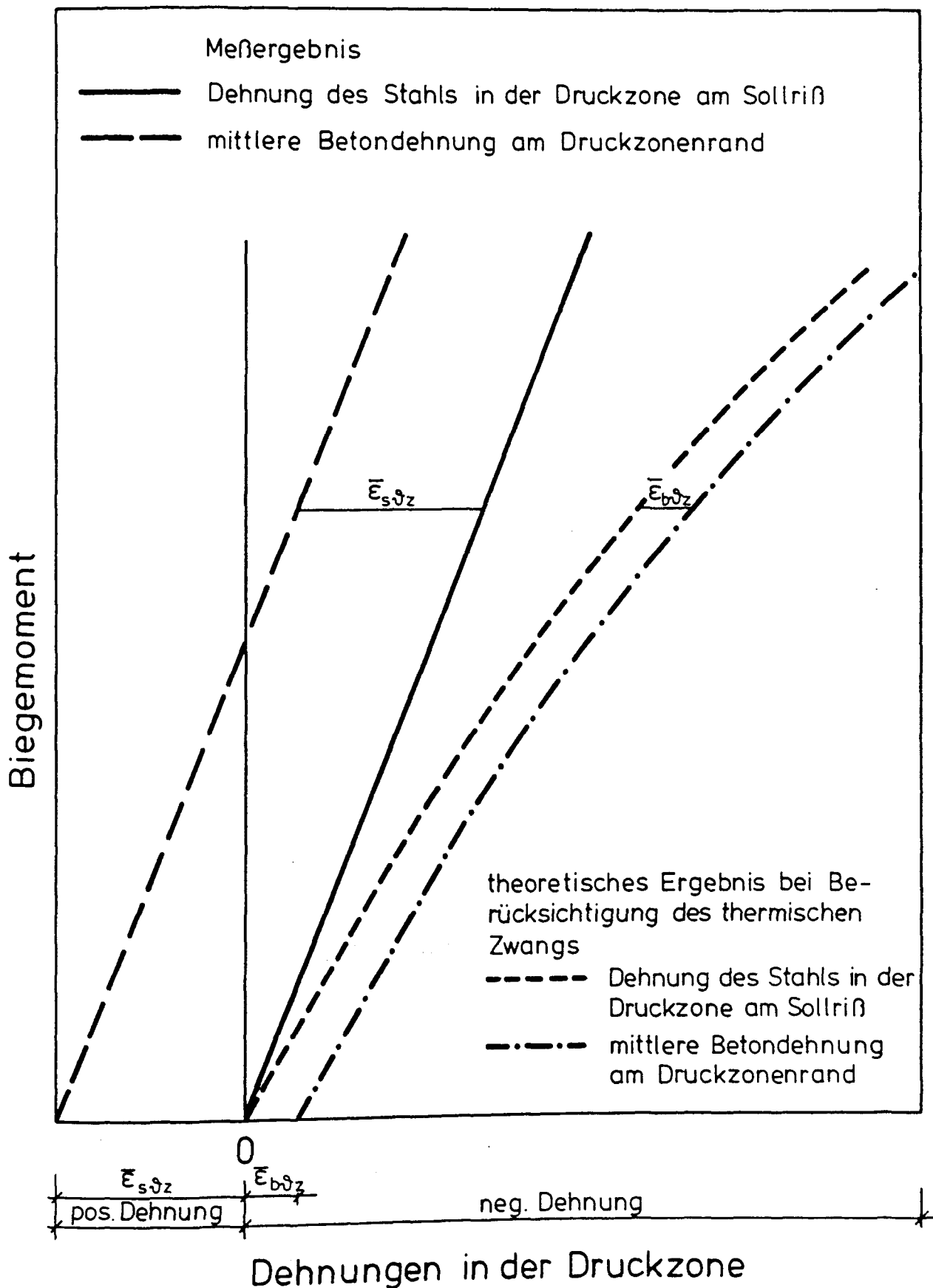


Bild 5.13: Schematische Darstellung der Stahldehnungen in der Druckzone und der mittleren Betondehnung am Druckzonenrand: Meßergebnis - theoretisches Ergebnis bei Berücksichtigung des thermischen

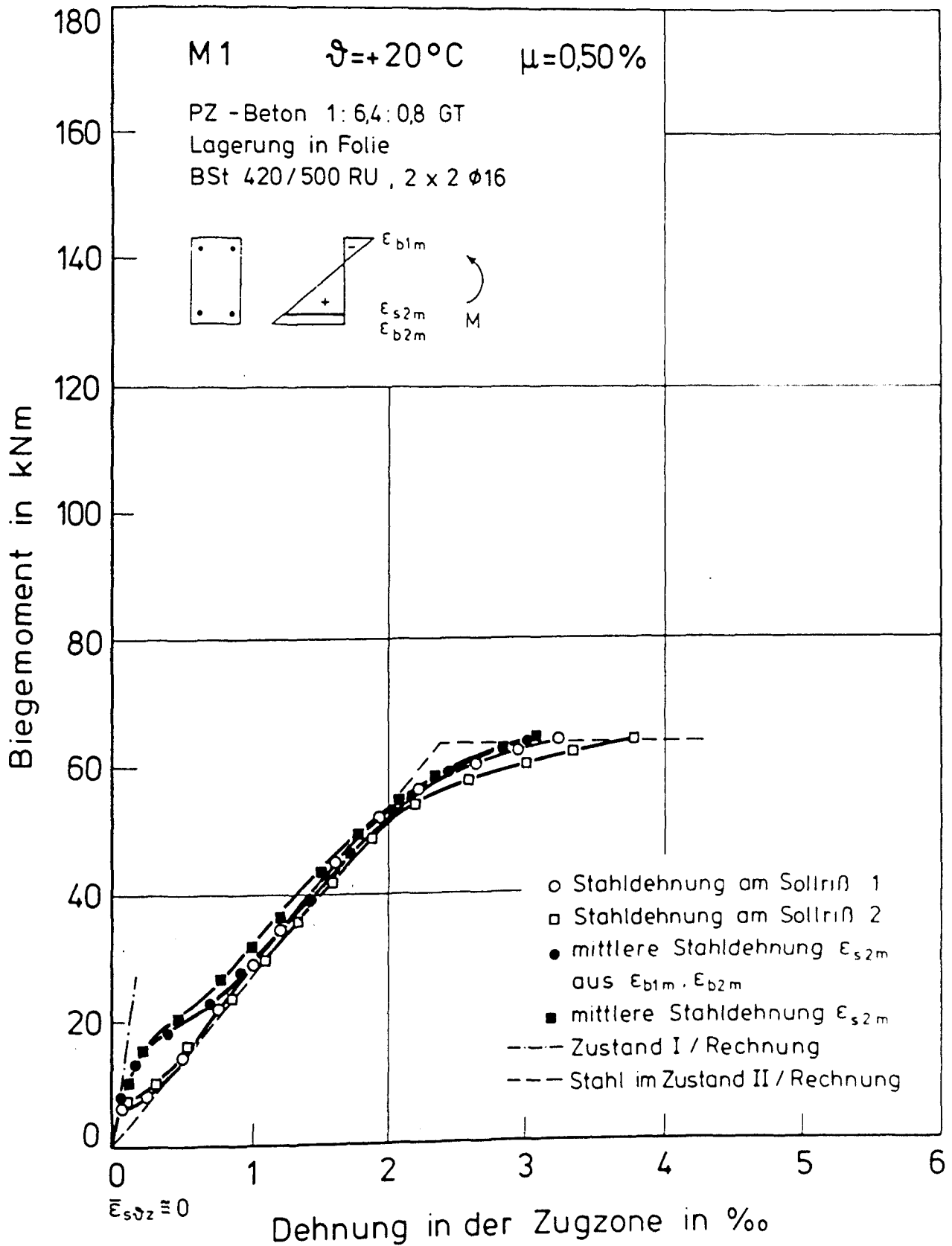


Bild 5.14: Gemessene Stahldéhnung im Sollriß und mittlere Stahldéhnung in der Zugzone von Versuchskörper M 1

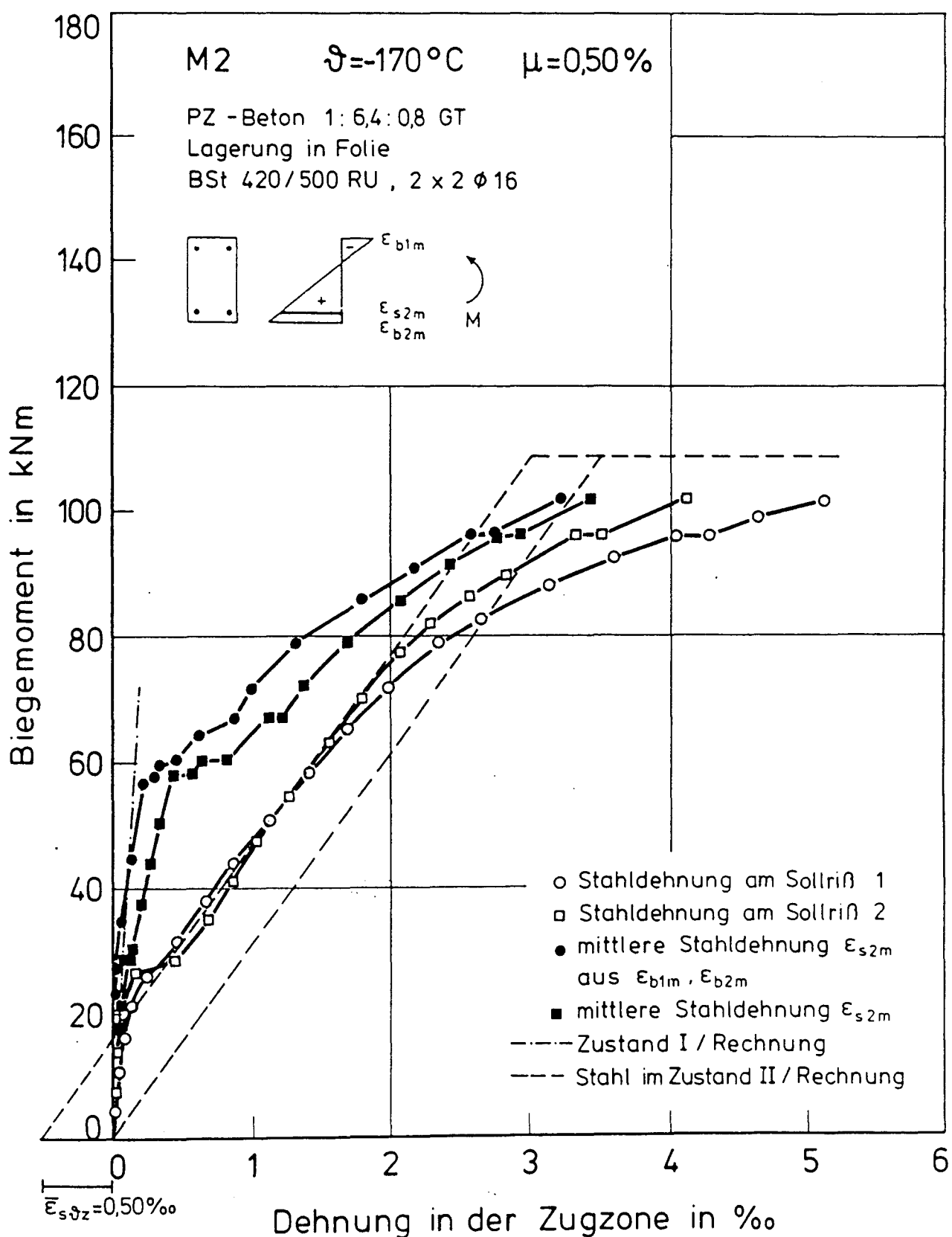


Bild.5.15: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Stahldehnung in der Zugzone von Versuchskörper M 2; thermische Stahlzwangdehnung

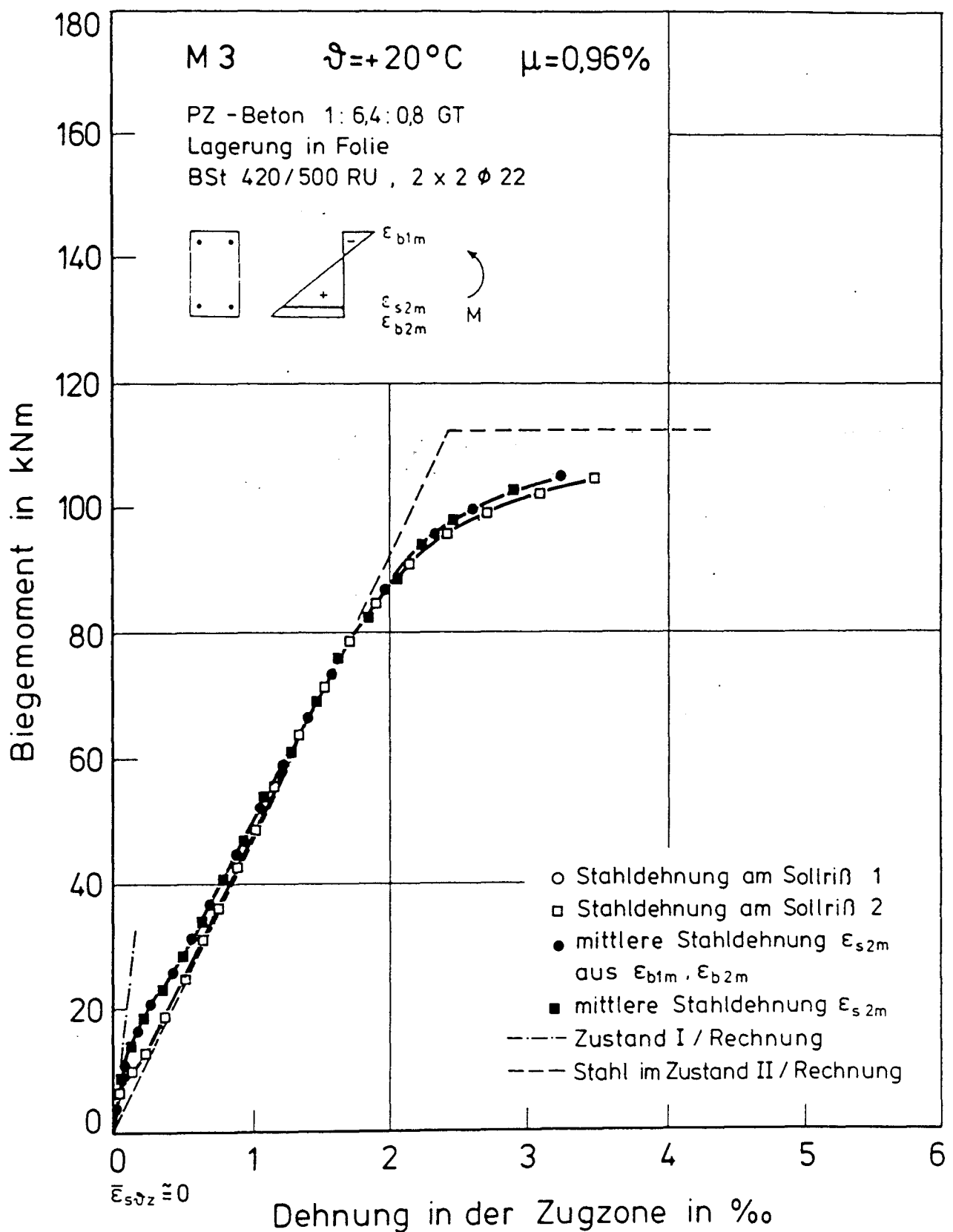


Bild 5.16: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Stahldehnung in der Zugzone von Versuchskörper M 3

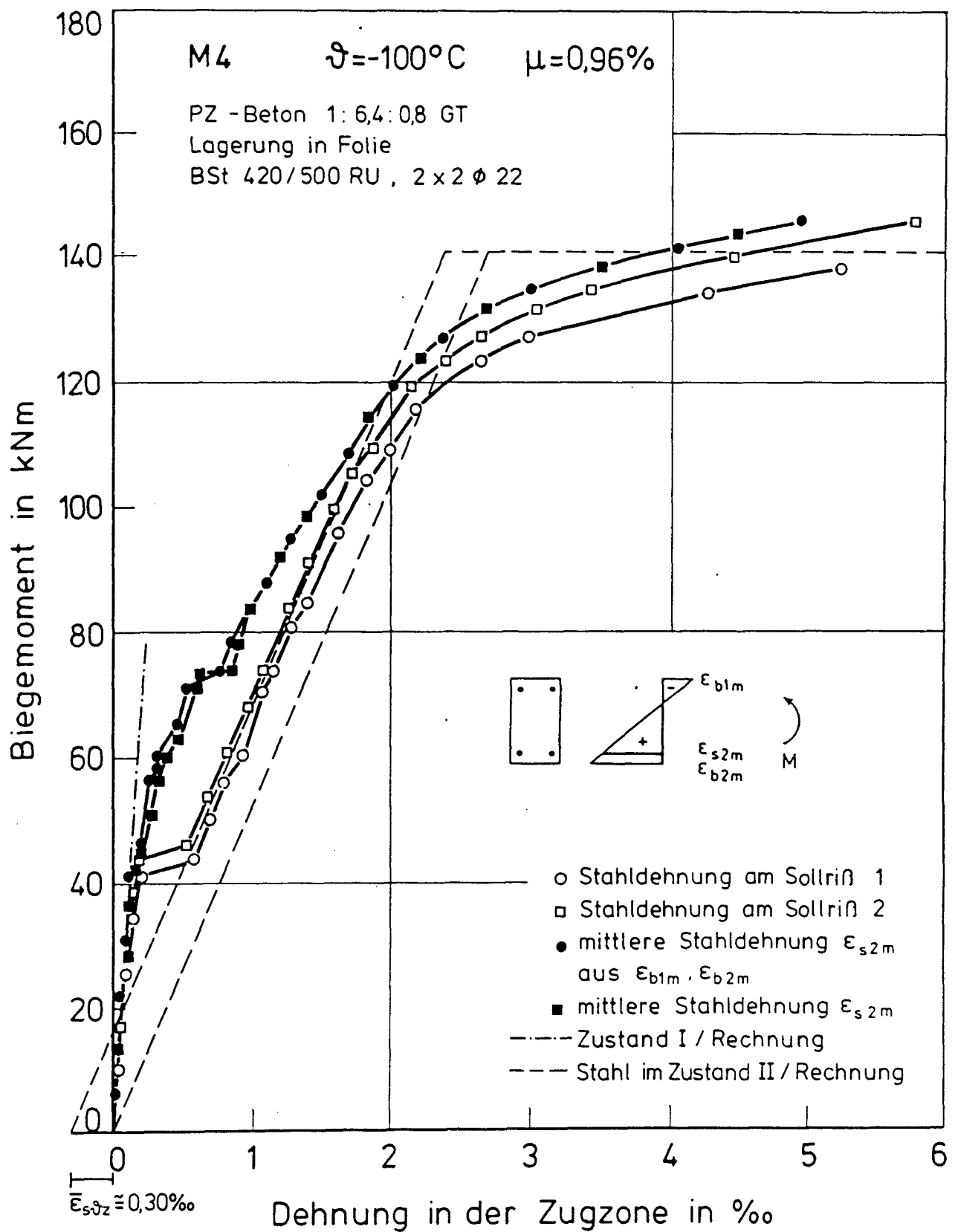


Bild 5.17: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Stahldehnung in der Zugzone von Versuchskörper M 4; thermische Stahlschwängdehnung

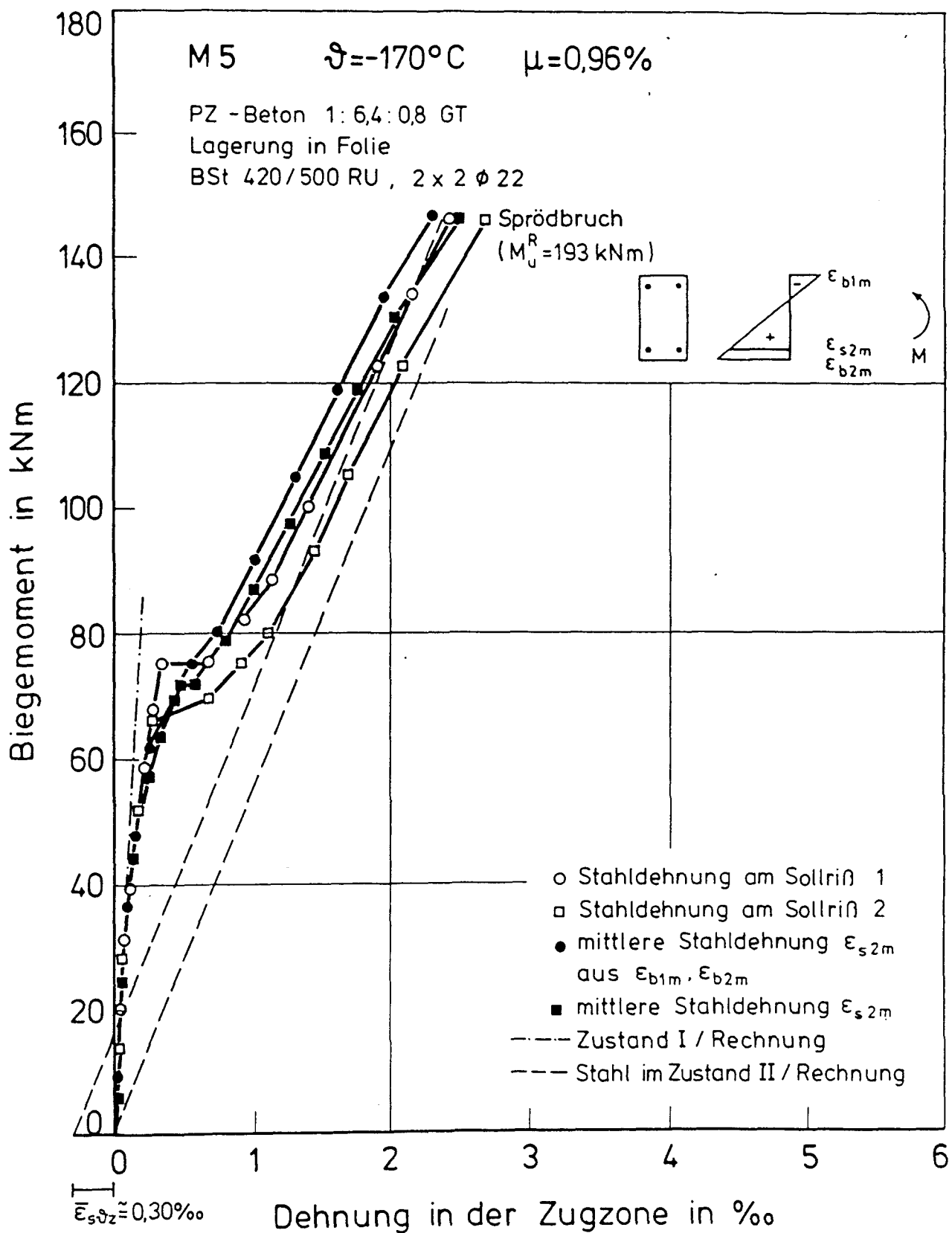


Bild 5.18: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Stahldehnung in der Zugzone von Versuchskörper M 5; thermische Stahlzwangdehnung

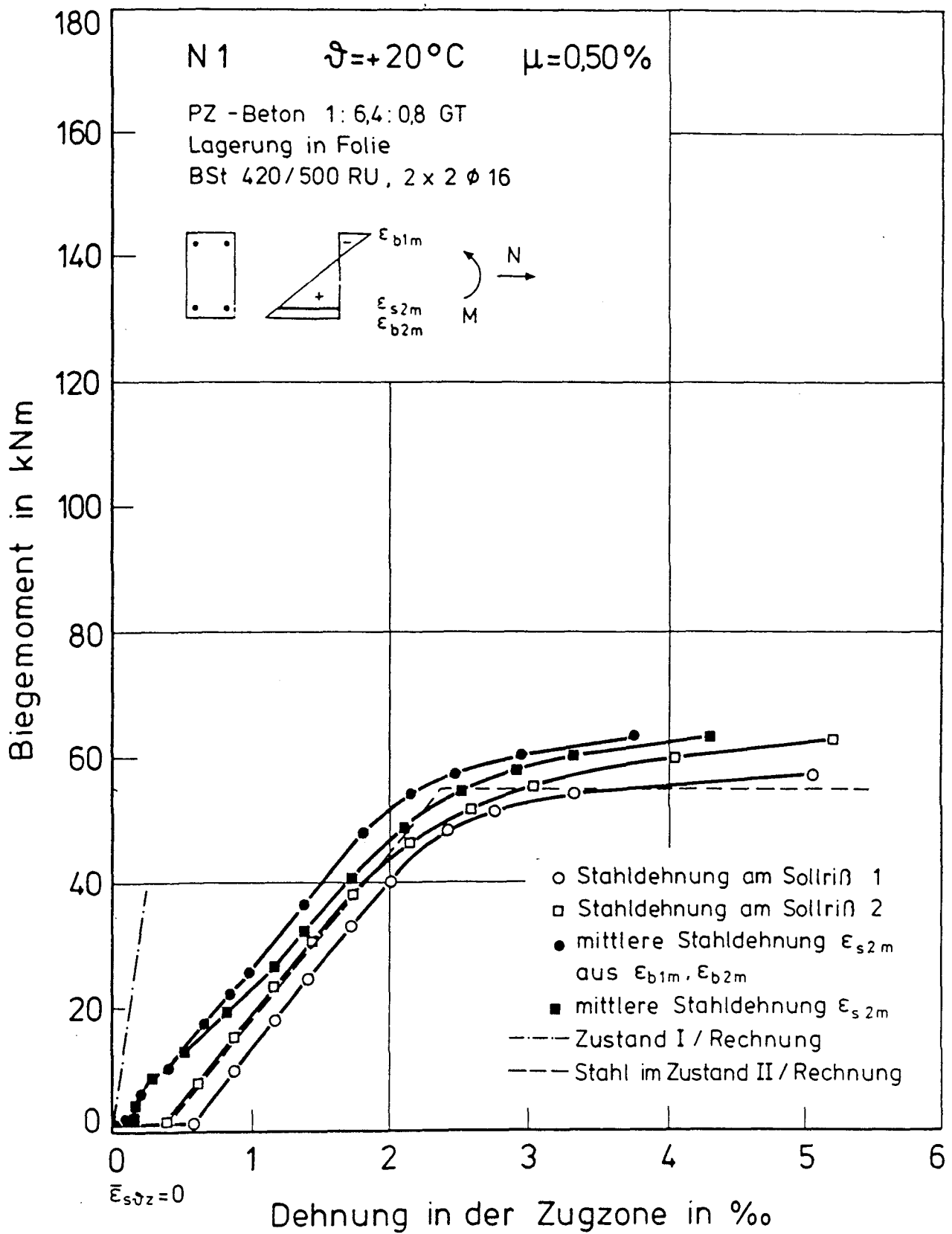


Bild 5.19: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Stahldehnung in der Zugzone von Versuchskörper N 1



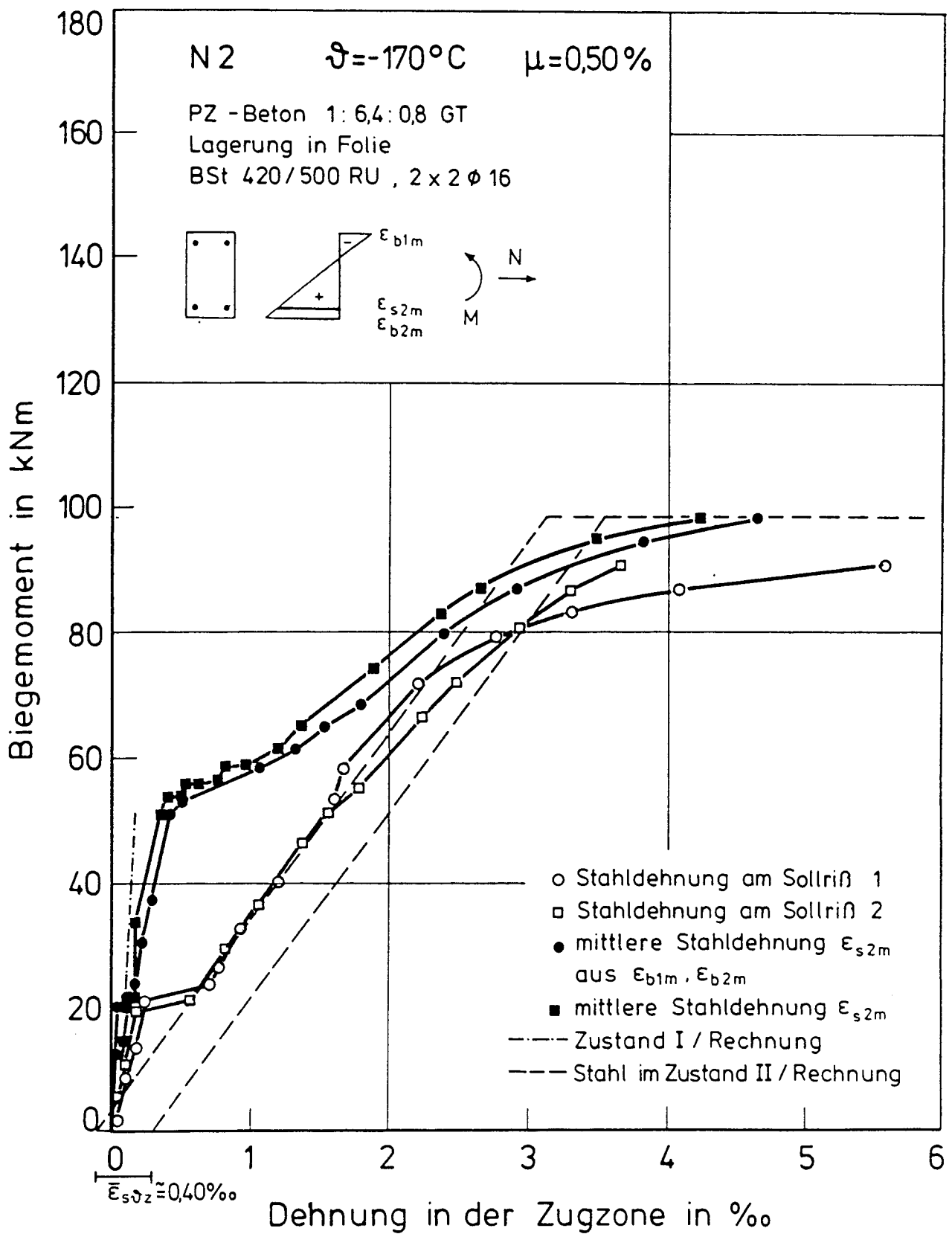


Bild 5.20: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Stahldehnung in der Zugzone von Versuchskörper N 2; thermische Stahlzwangdehnung

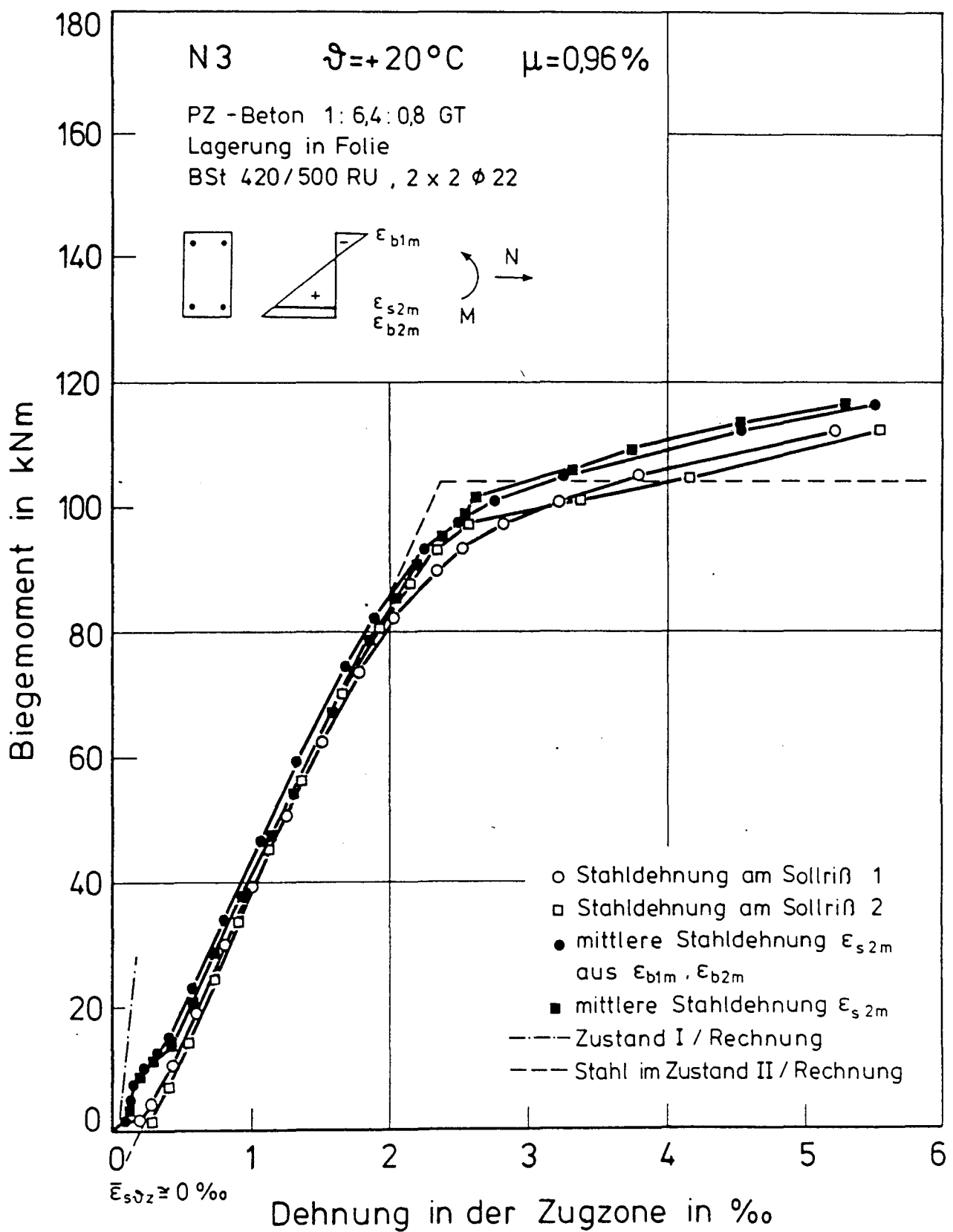


Bild 5.21: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Stahldehnung in der Zugzone von Versuchskörper N 3

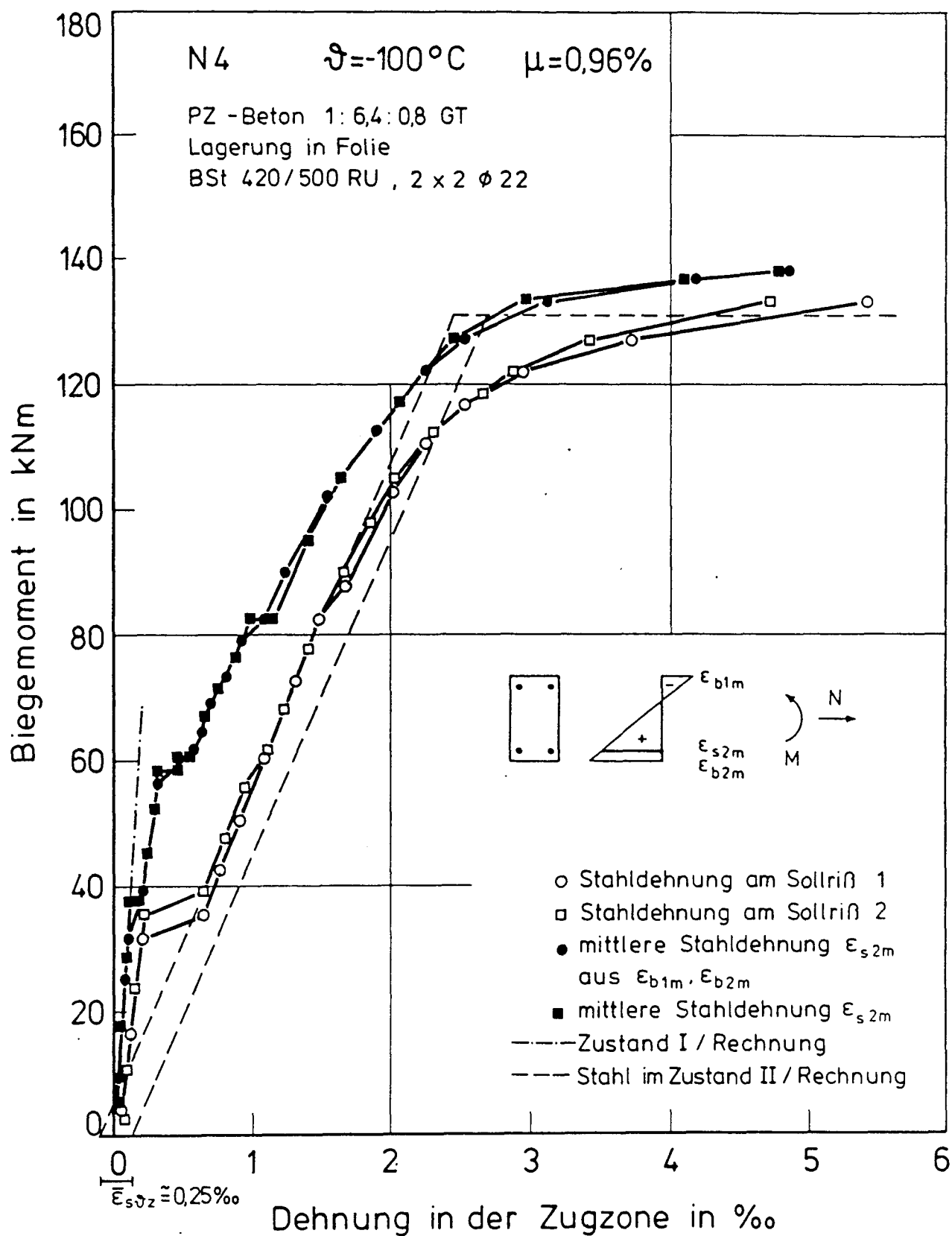
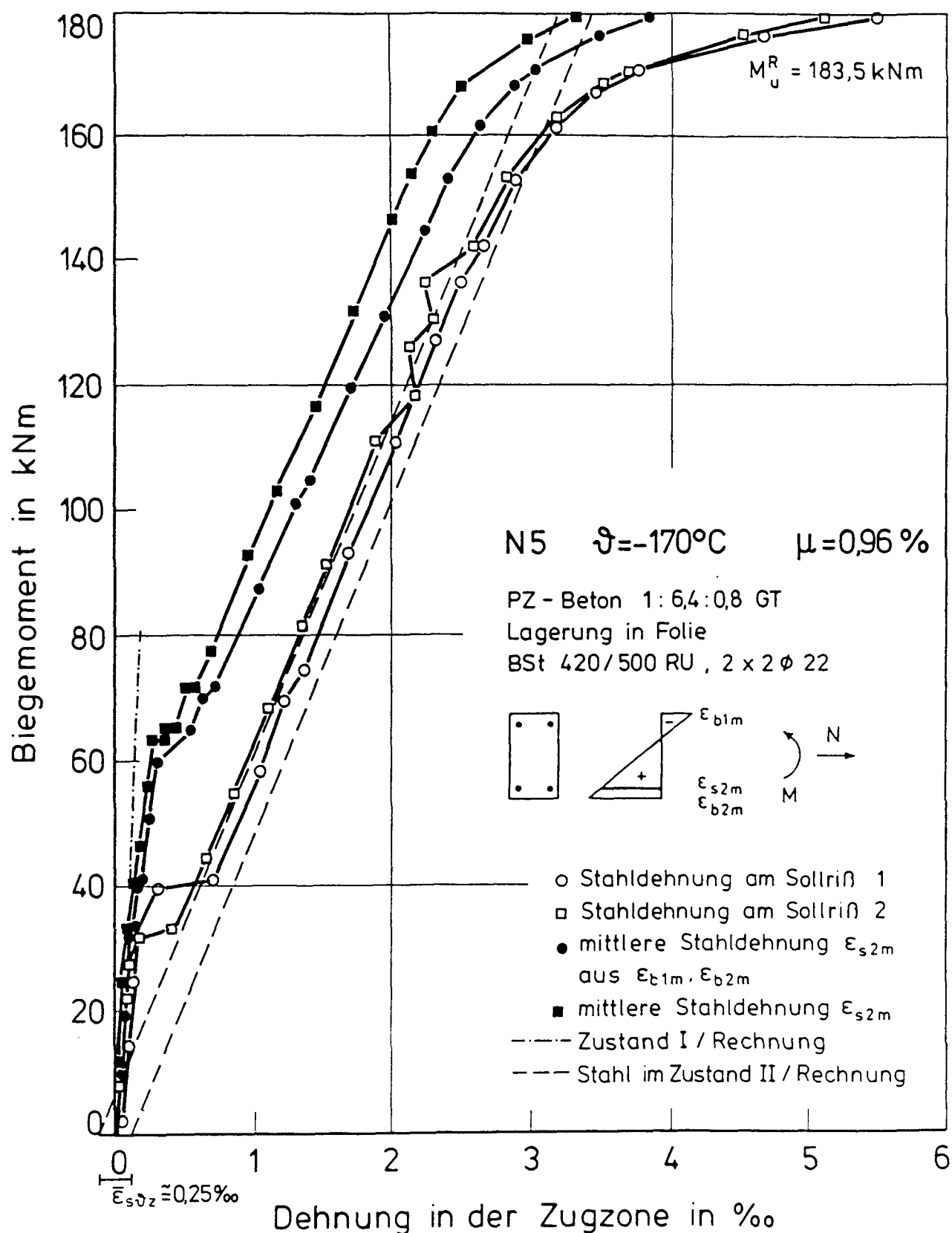


Bild 5.22: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Stahldehnung in der Zugzone von Versuchskörper N 4; thermische Stahlzwangdehnung



Beil 5.23: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Stahldehnung in der Zugzone von Versuchskörper N 5; thermische Stahlzwangdehnung

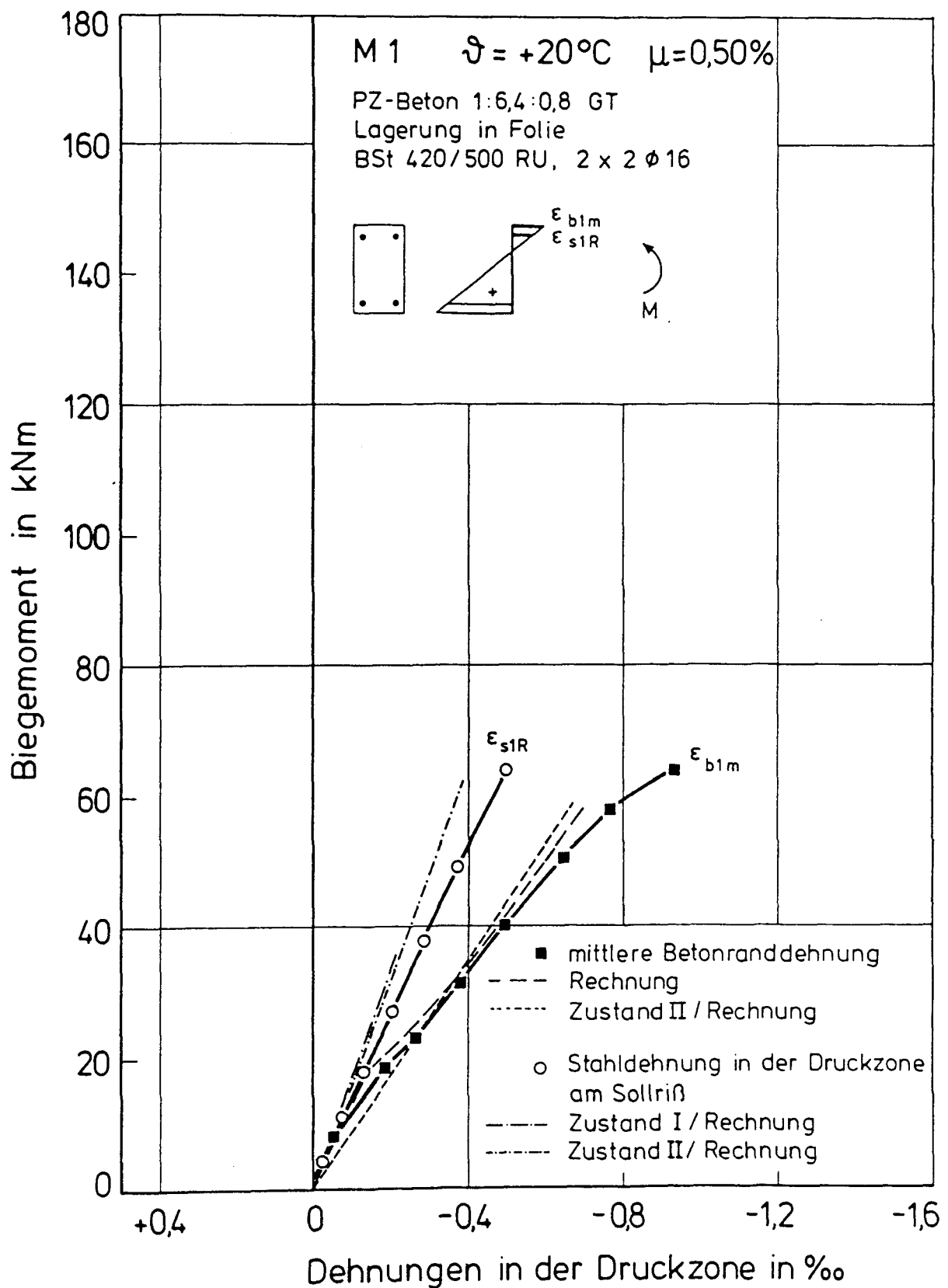


Bild 5.24: Gemessene Betonranddehnung und Stahldehnung in der Druckzone von Versuchskörper M 1

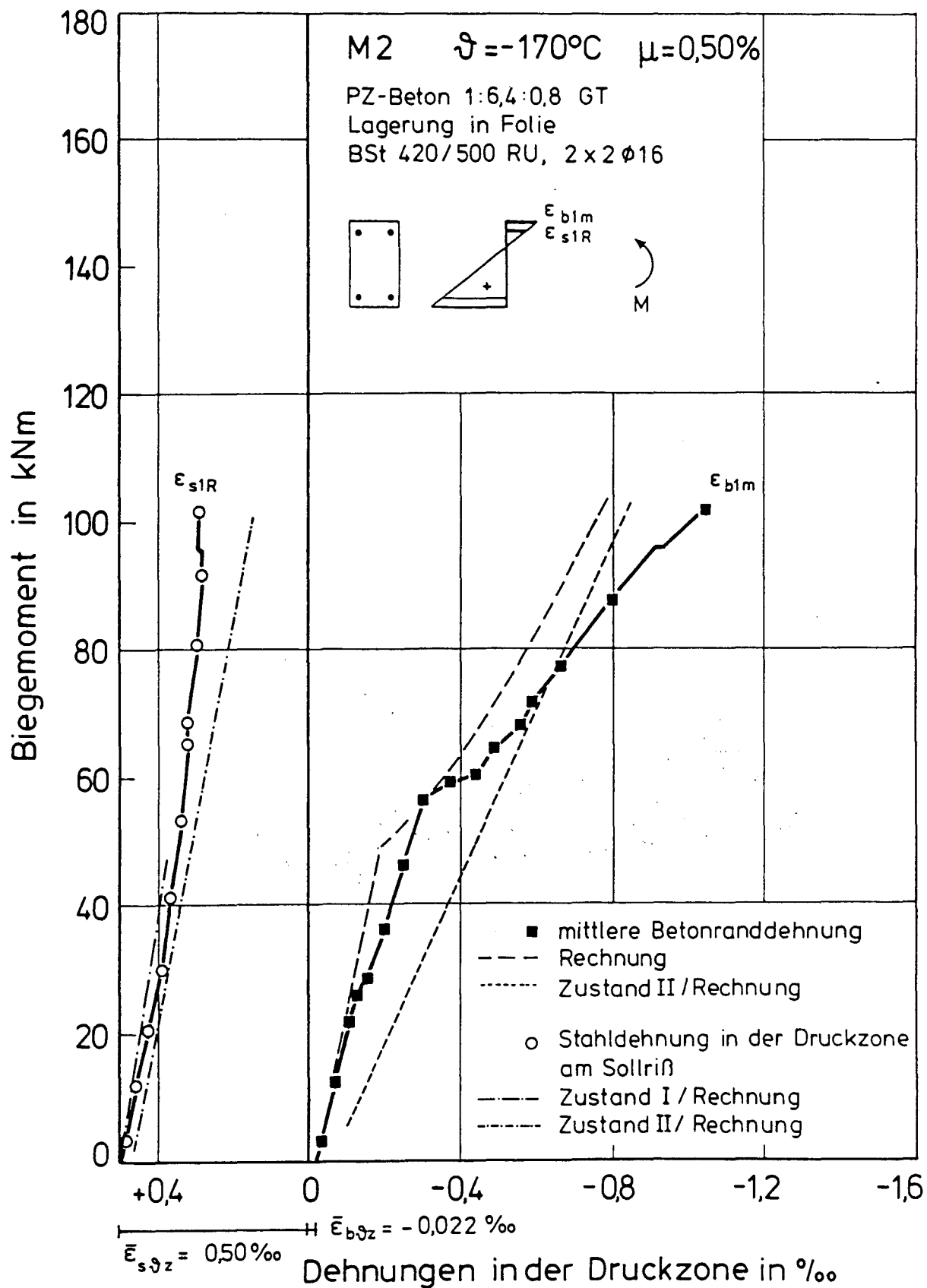


Bild 5.25: Gemessene Betonranddehnung und Stahldehnung in der Druckzone von Versuchskörper M 2

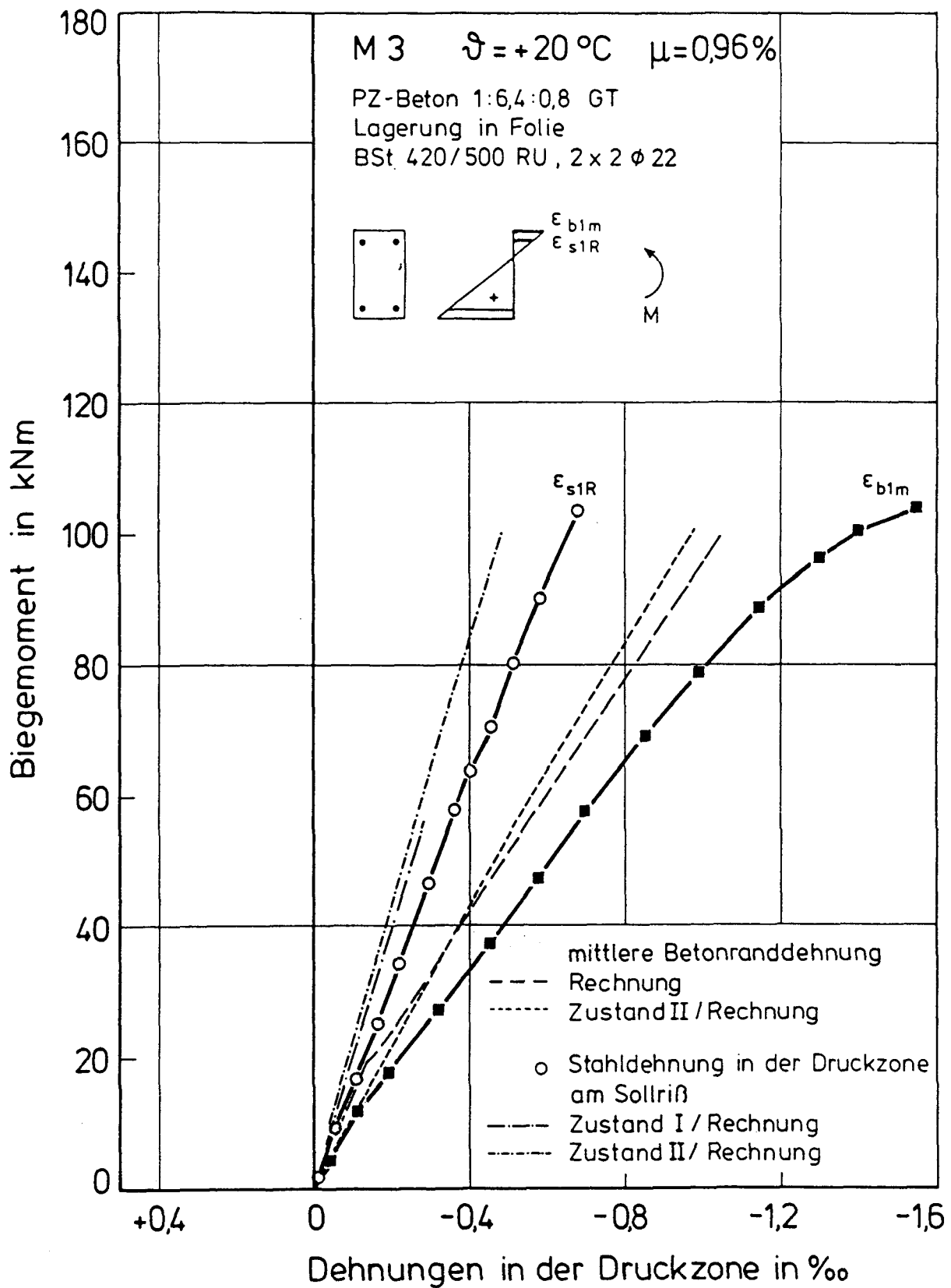


Bild 5.26: Gemessene Betonranddehnung und Stahldéhnung in der Druckzone von Versuchskörper M 3

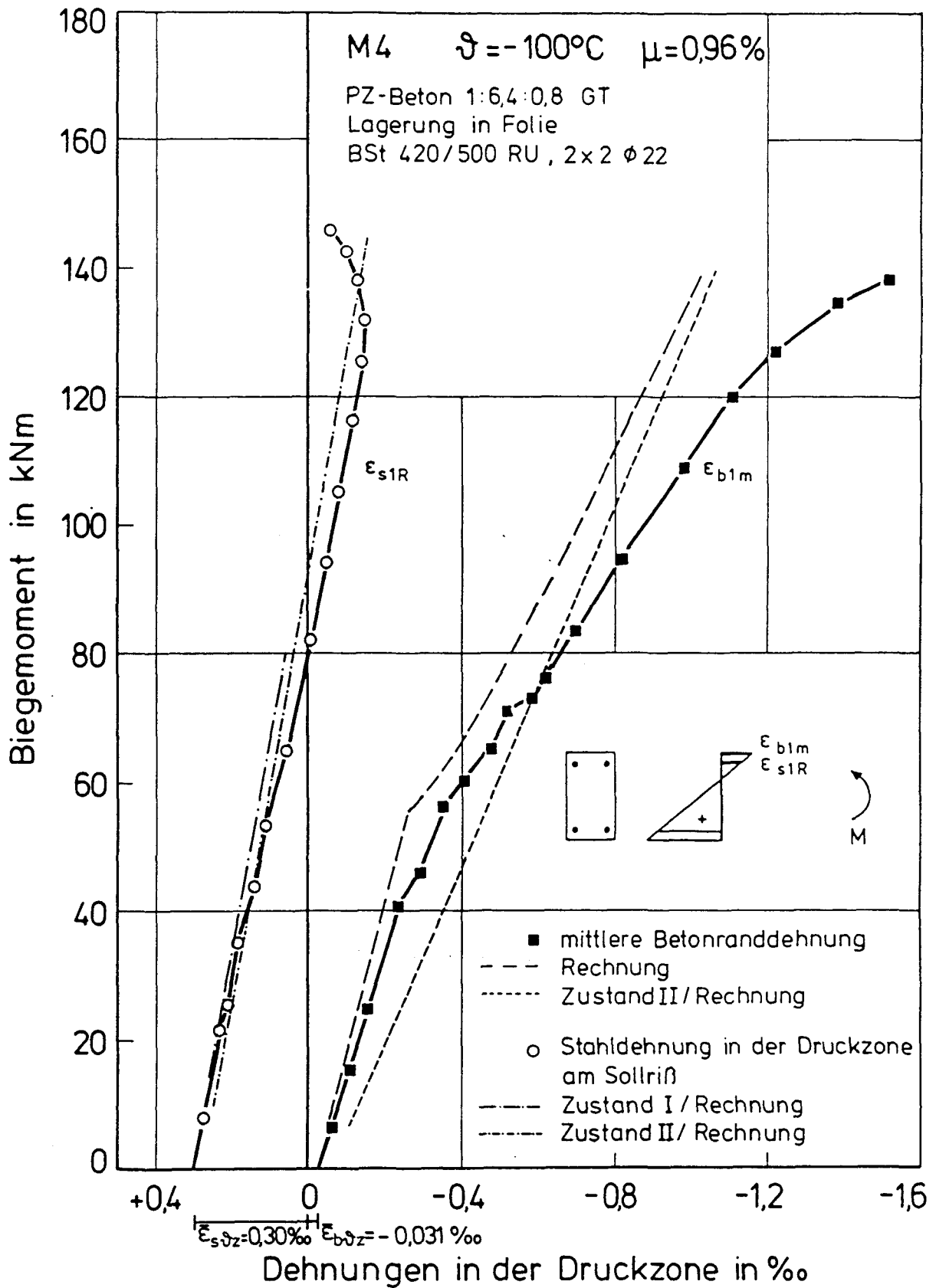


Bild 5.27: Gemessene Betonranddehnung und Stahldehnung in der Druckzone von Versuchskörper M 4



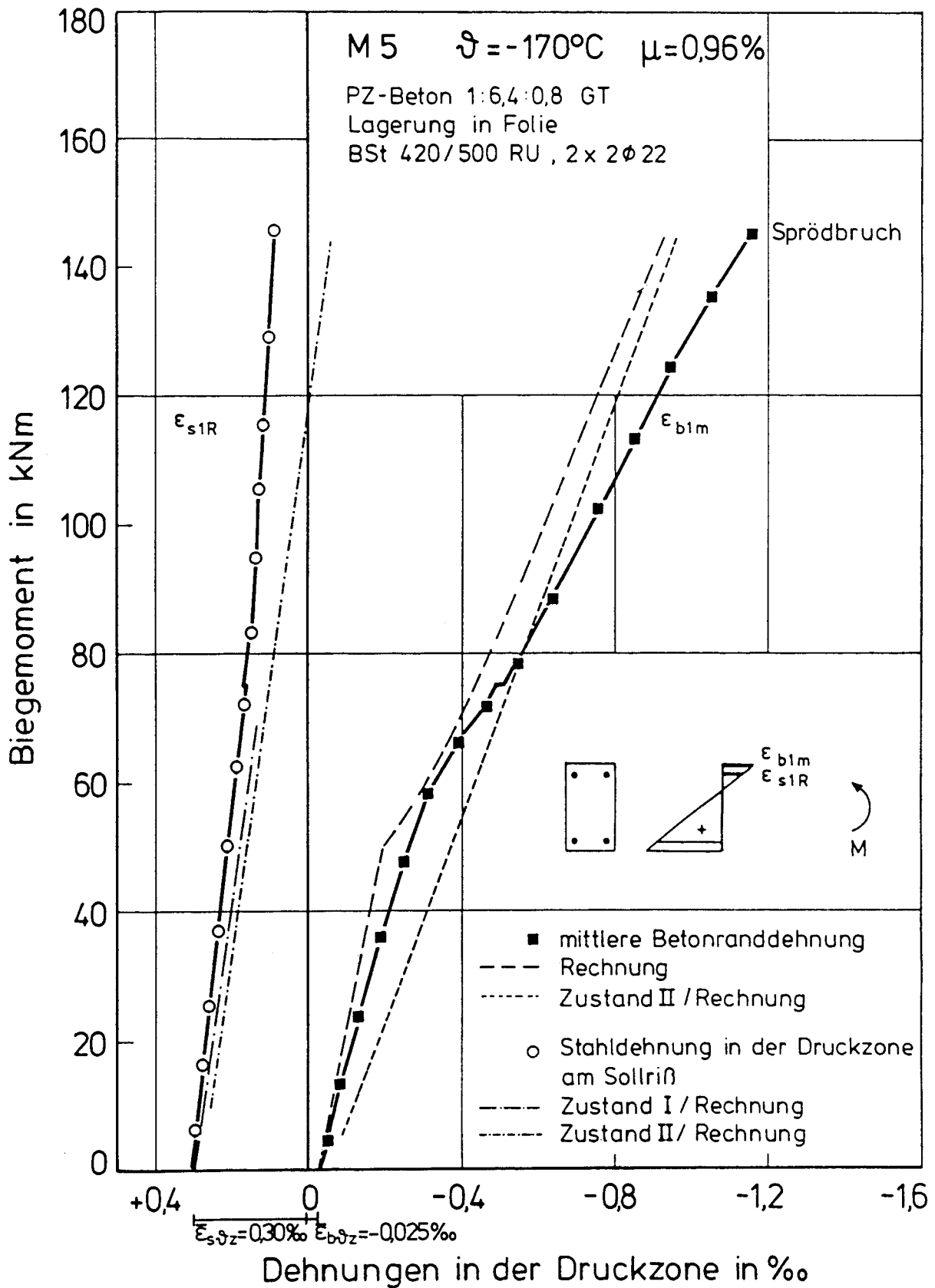


Bild 5.28: Gemessene Betonranddehnung und Stahldehnung in der Druckzone von Versuchskörper M 5

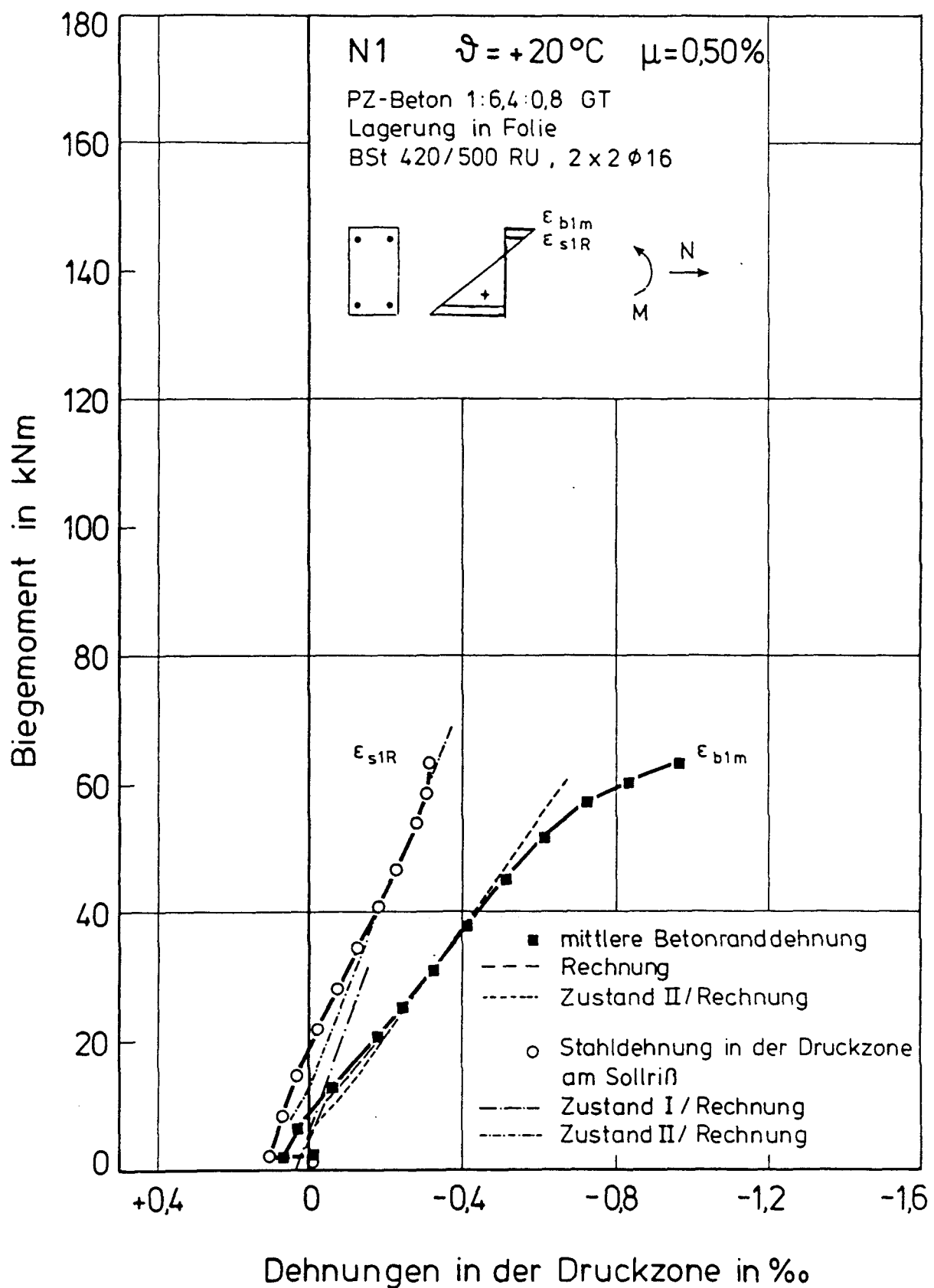


Bild 5.29: Gemessene Betonranddehnung und Stahldehnung in der Druckzone von Versuchskörper N 1

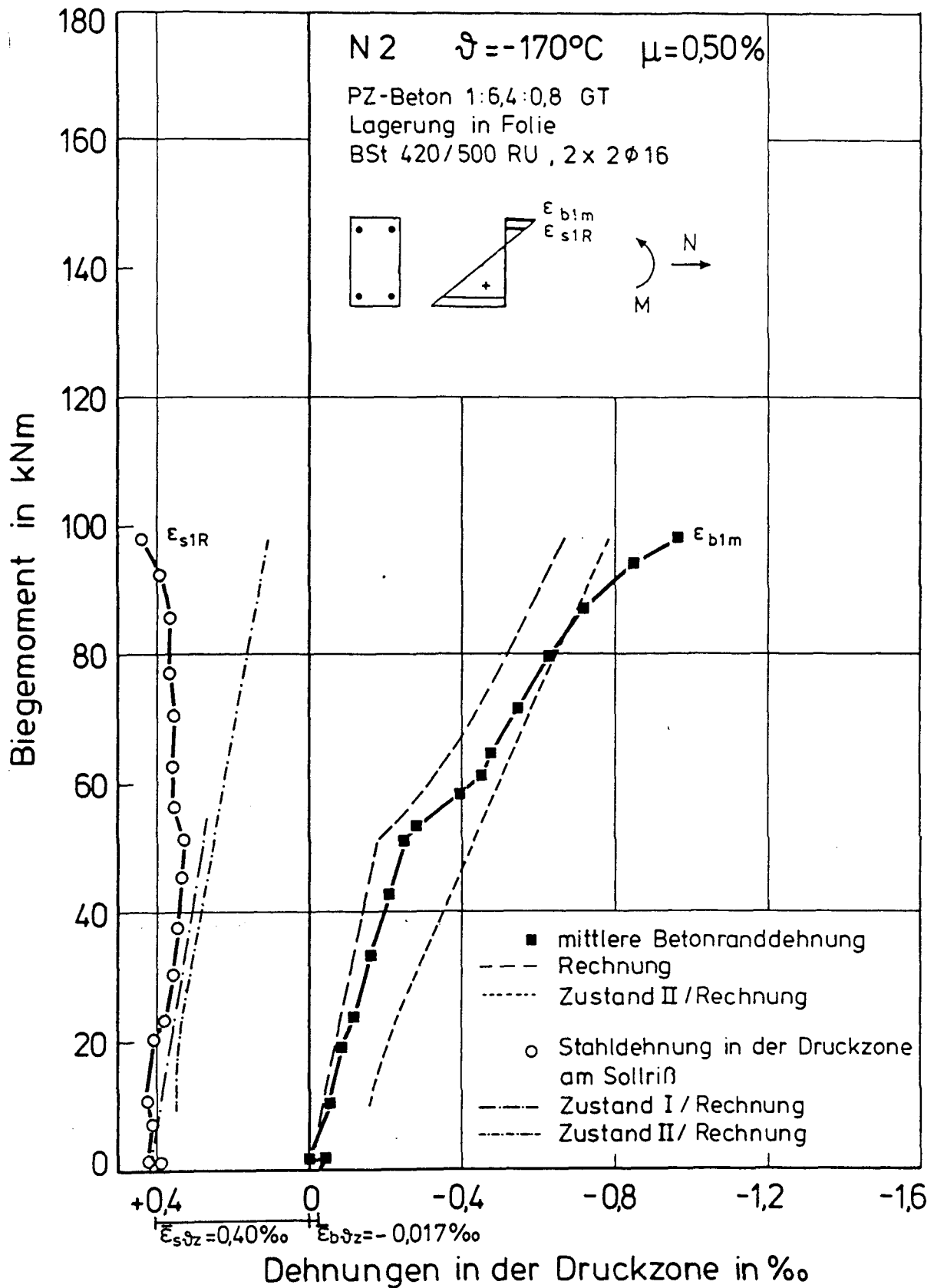


Bild 5.30: Gemessene Betonranddehnung und Stahldehnung in der Druckzone von Versuchskörper N 2

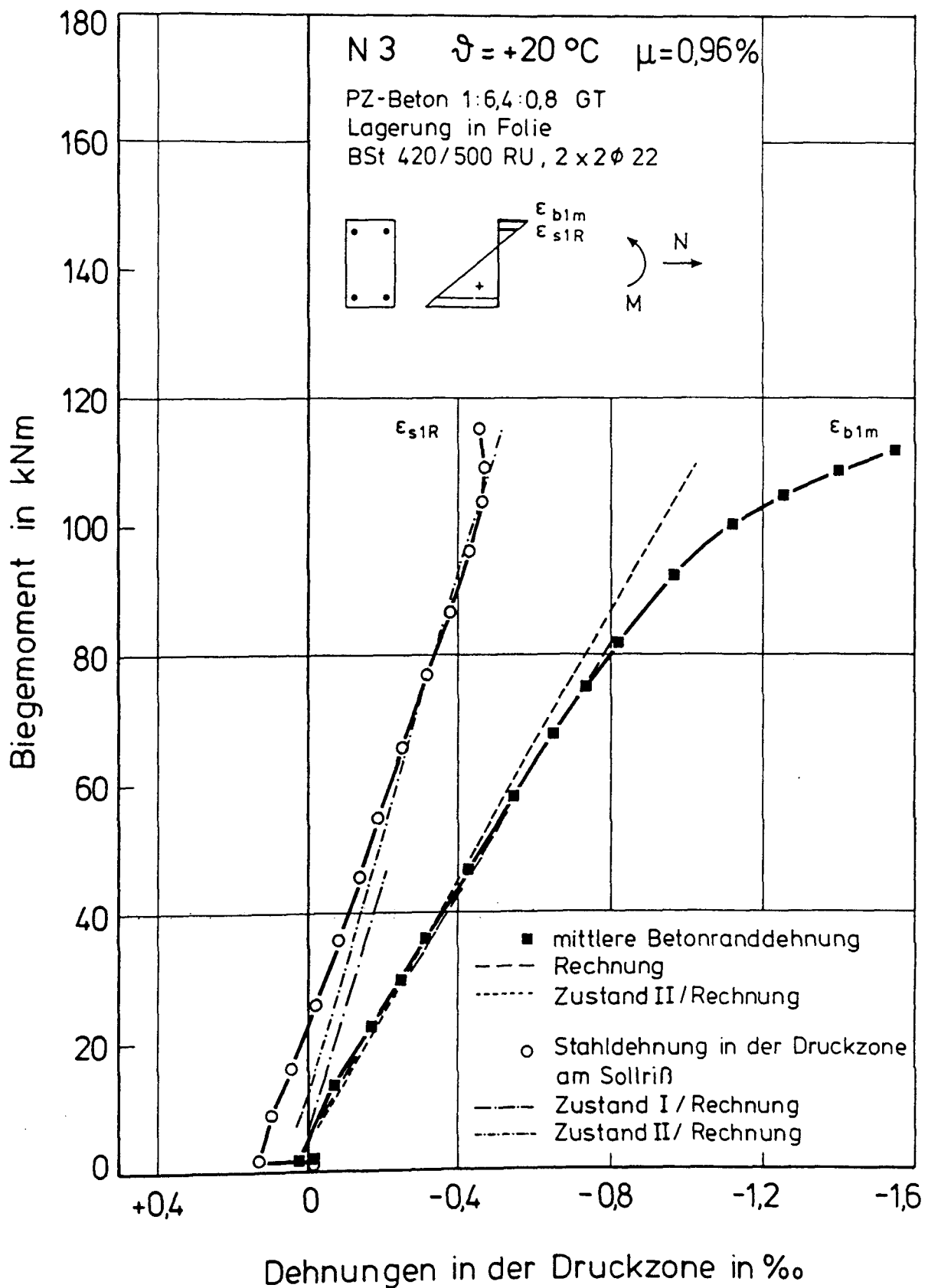


Bild 5.31: Gemessene Betonranddehnung und Stahldehnung in der Druckzone von Versuchskörper N 3

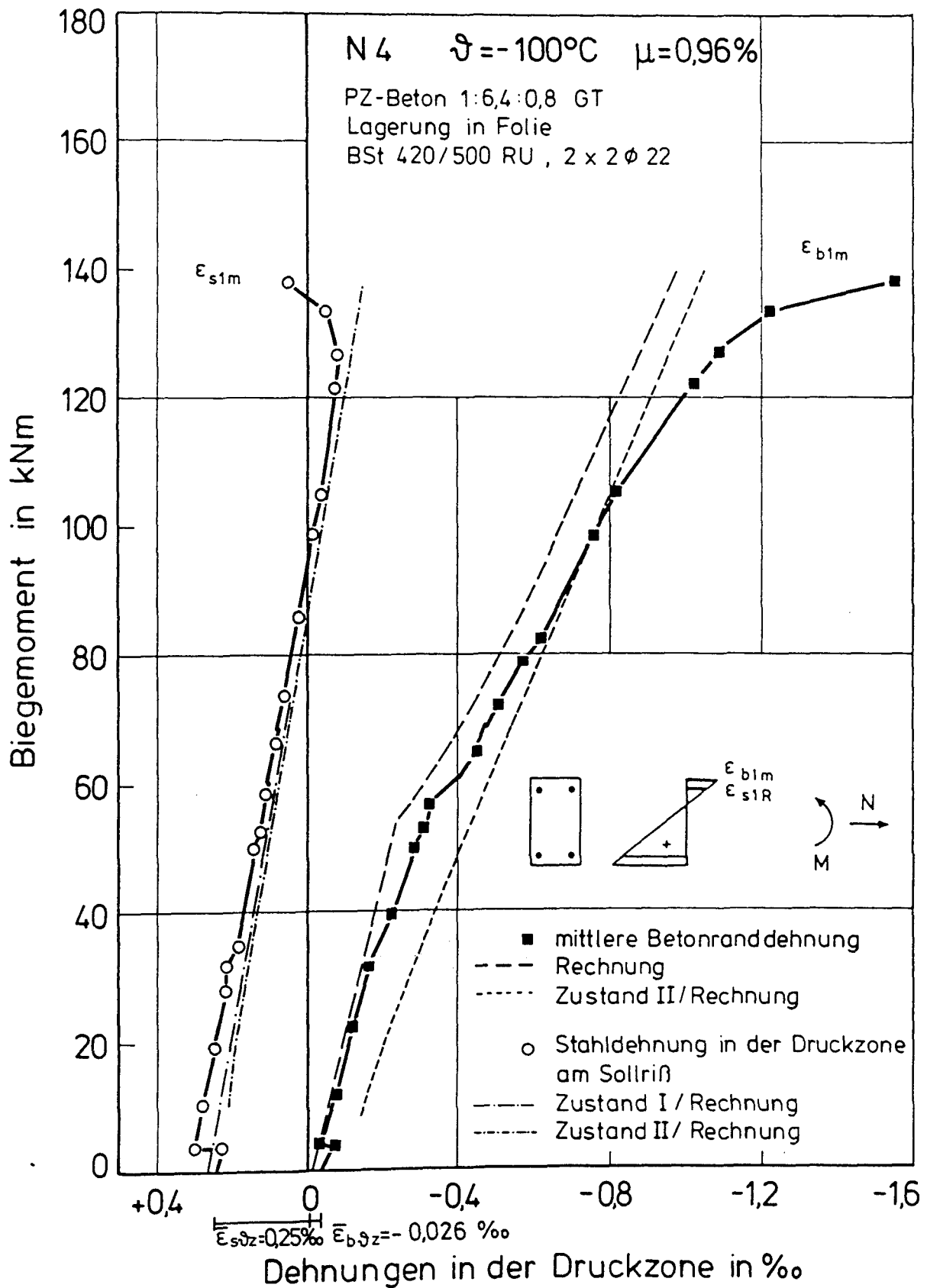


Bild 5.32: Gemessene Betonranddehnung und Stahldehnung in der Druckzone von Versuchskörper N 4

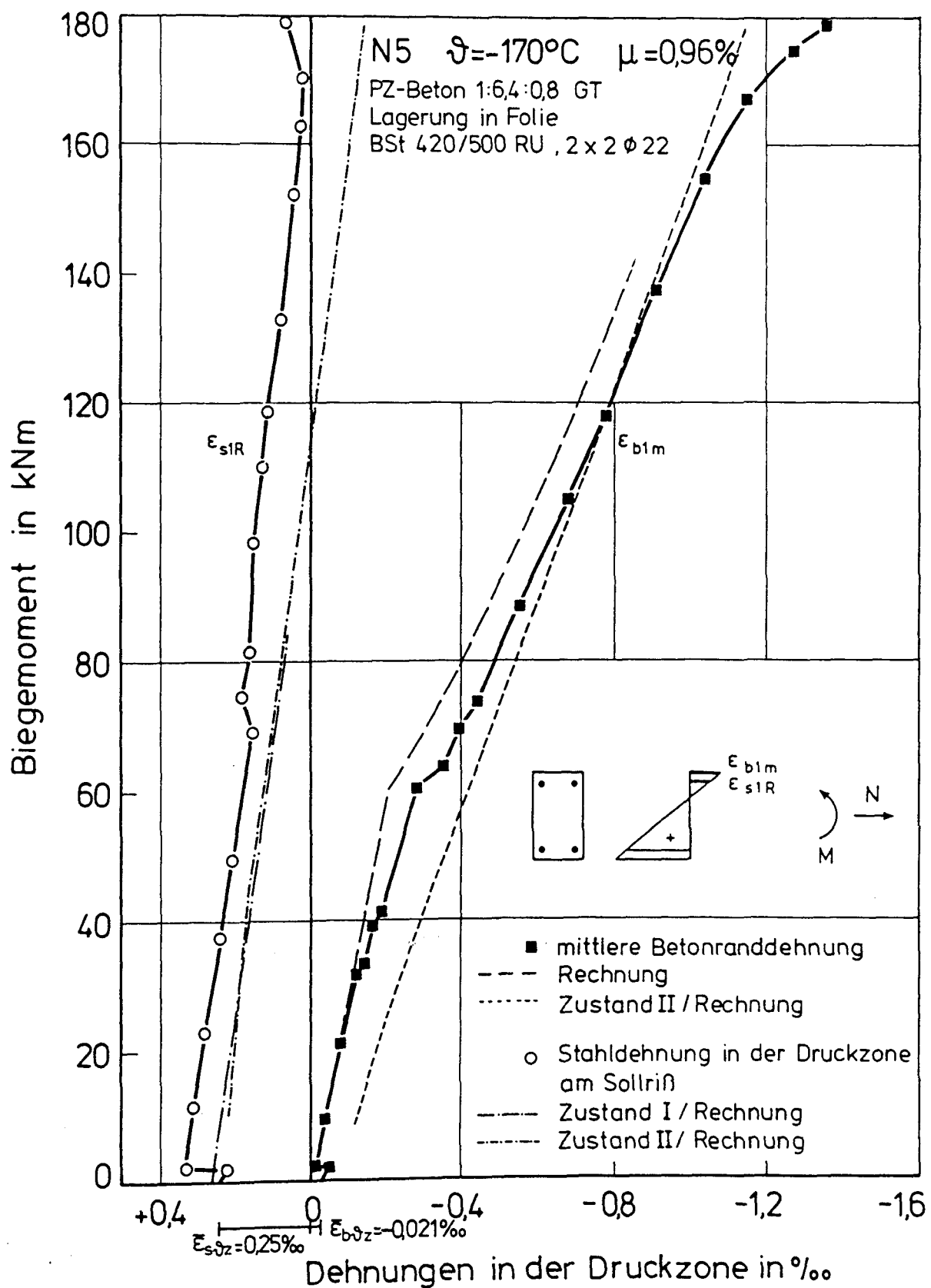


Bild 5.33: Gemessene Betonranddehnung und Stahldehnung in der Druckzone von Versuchskörper N 5

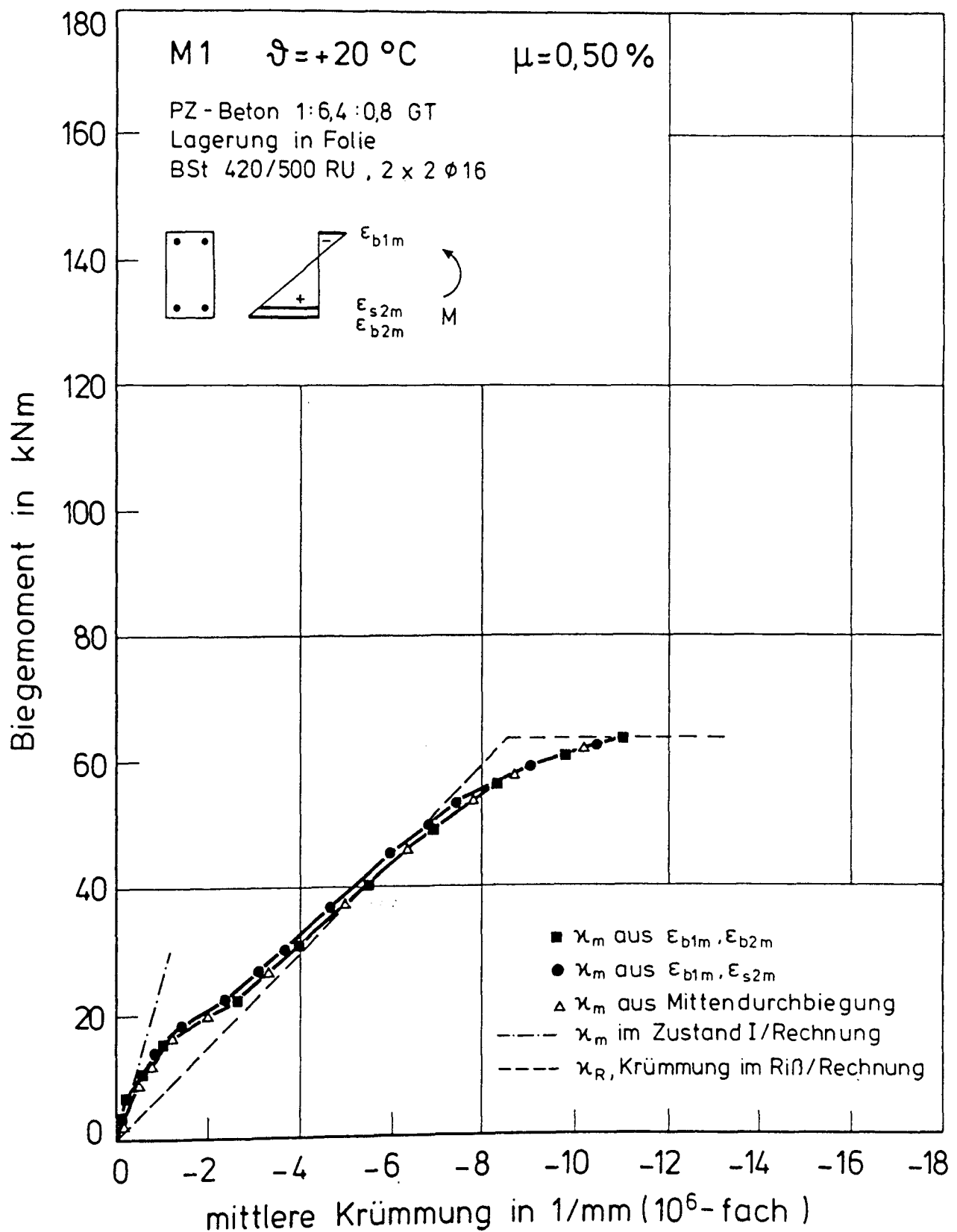


Bild 5.34: Gemessener und rechnerischer Momenten-Krümmungs-Verlauf des Versuchskörpers M 1; Vergleich: Mittlere Krümmung aus mittleren Dehnungen - mittlere Krümmung aus Mittendurchbiegung

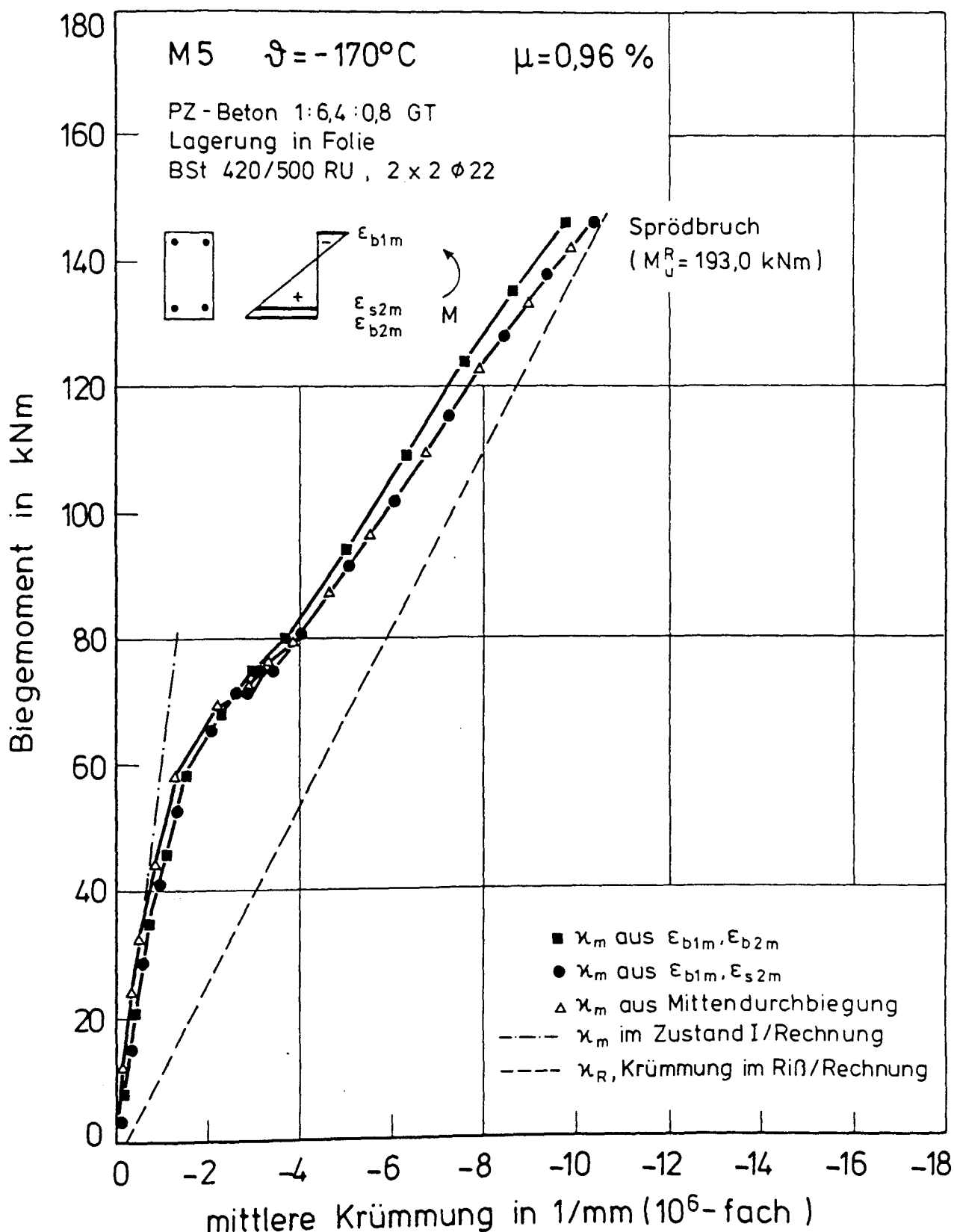


Bild 5.35: Gemessener und rechnerischer Momenten-Krümmungs-Verlauf des Versuchskörpers M 5; Vergleich: Mittlere Krümmung aus mittleren Dehnungen - mittlere Krümmung aus Mittendurchbiegung



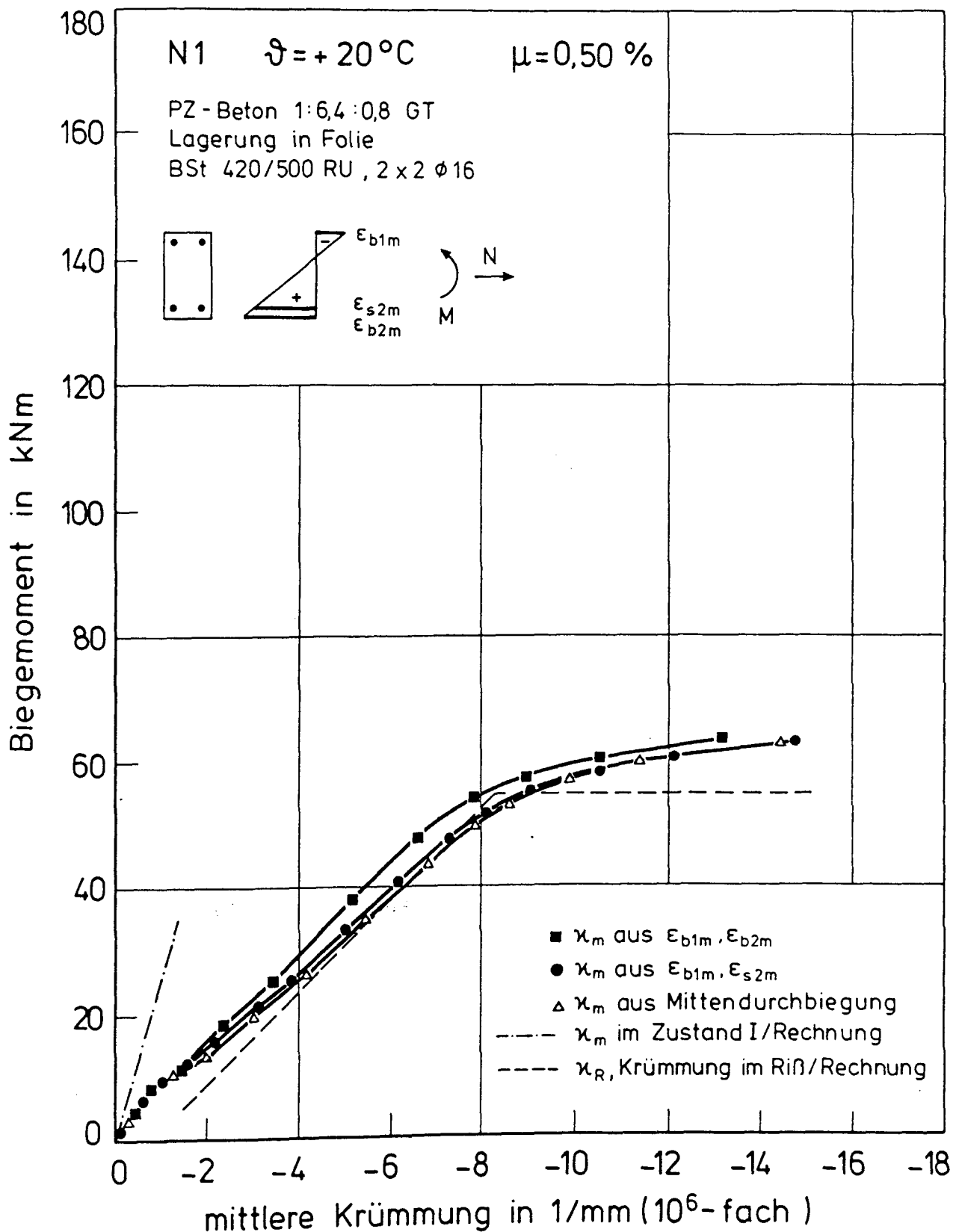


Bild 5.36: Gemessener und rechnerischer Momenten-Krümmungs-Verlauf des Versuchskörpers N 1; Vergleich: Mittlere Krümmung aus mittleren Dehnungen - mittlere Krümmung aus Mittendurchbiegung

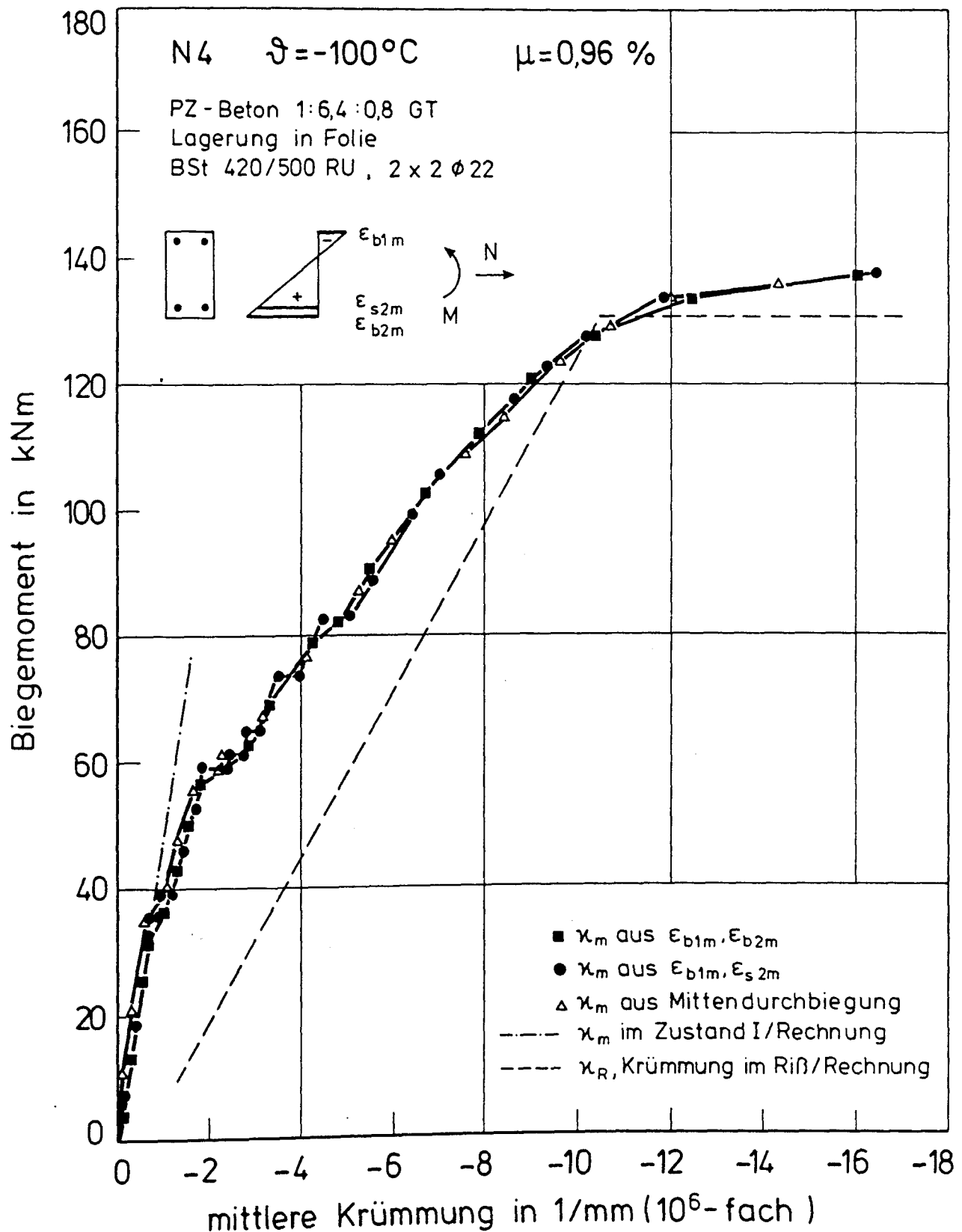


Bild 5.37: Gemessener und rechnerischer Momenten-Krümmungs-Verlauf des Versuchskörpers N 4; Vergleich: Mittlere Krümmung aus mittleren Dehnungen - mittlere Krümmung aus Mittendurchbiegung

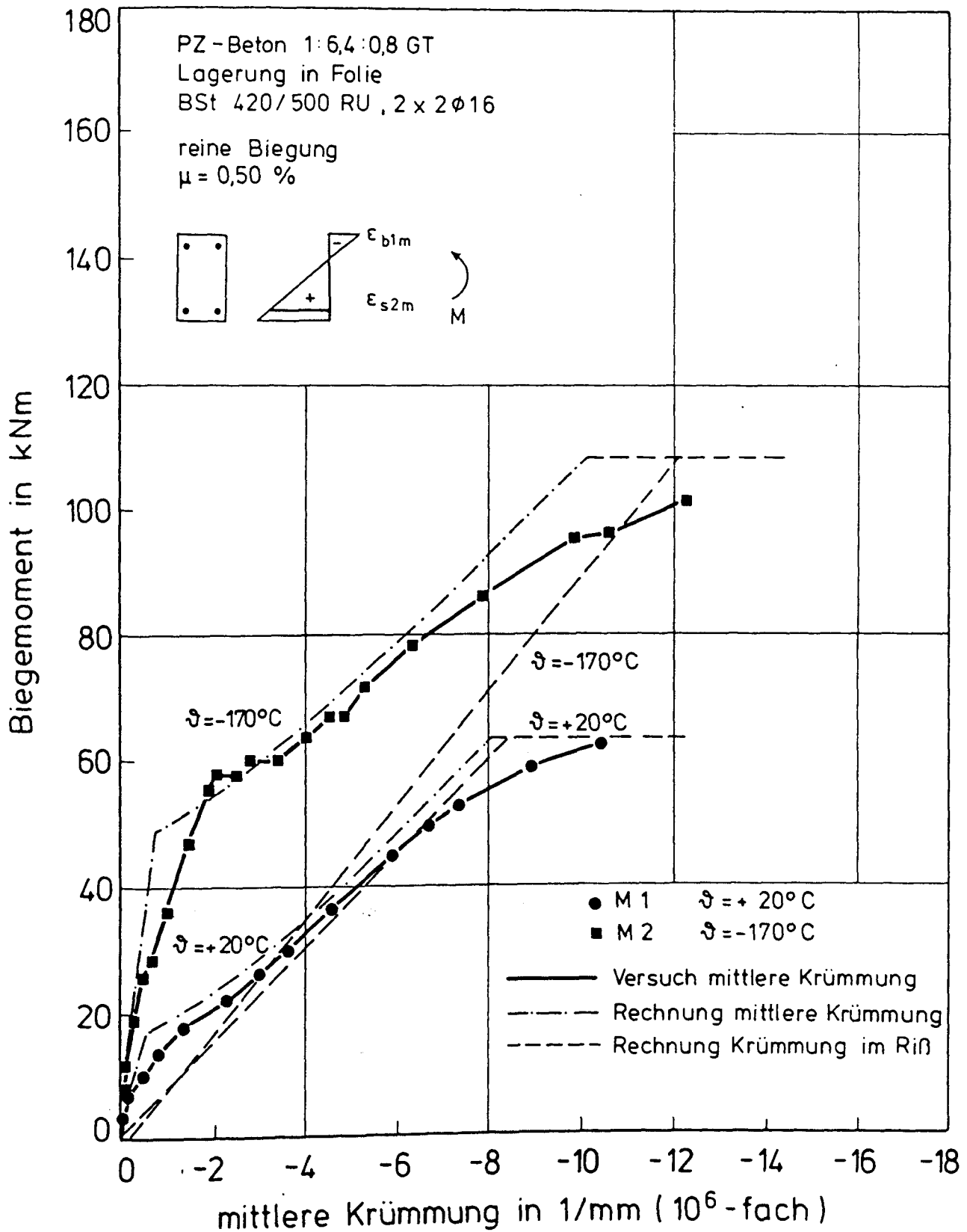


Bild 5.38: Gemessene und rechnerische M- $\kappa$ -Linien der Versuchskörper M 1 und M 2. Einfluß der Temperatur bei  $\mu = 0,50 \%$  und bei reiner Biegung

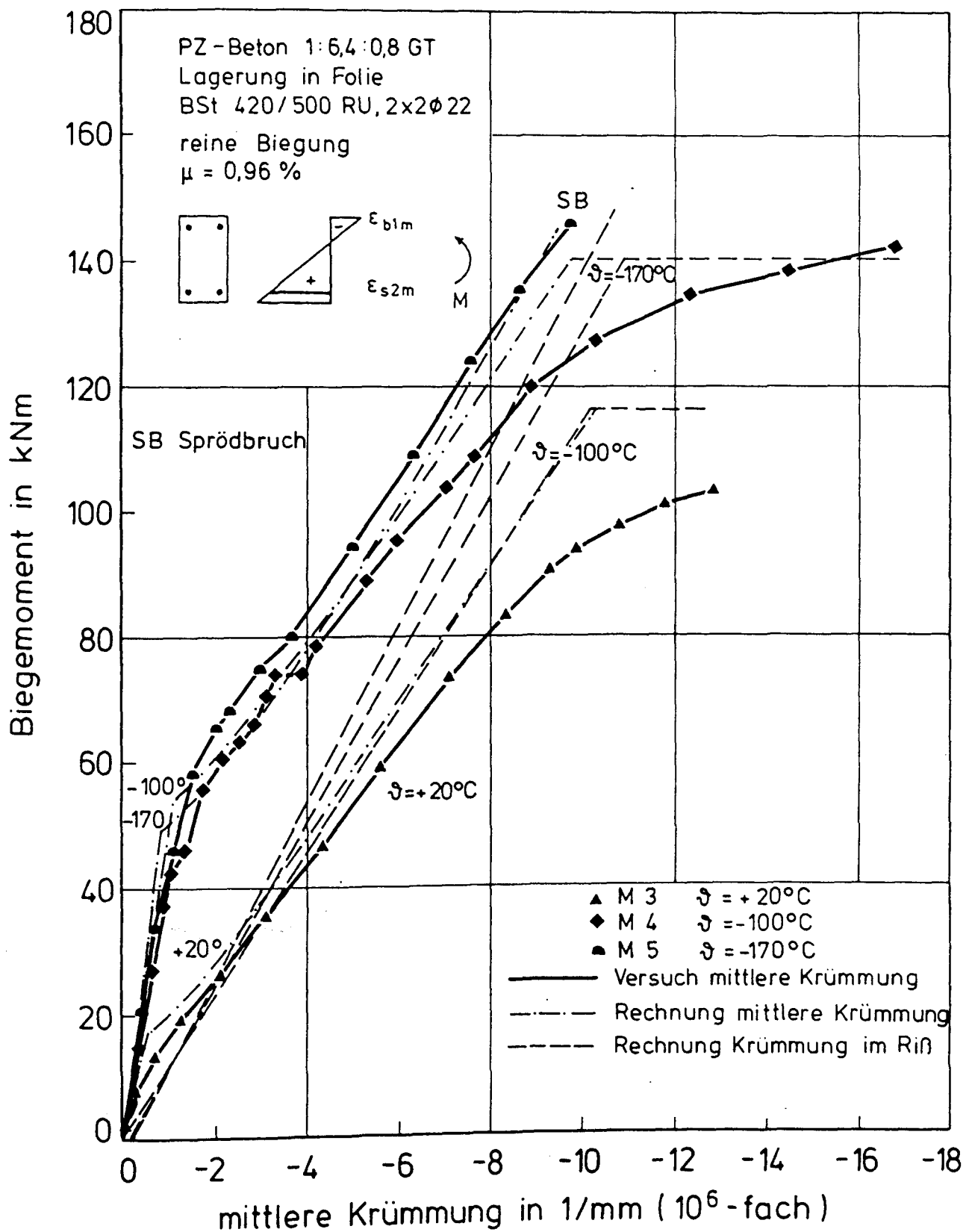


Bild 5.39: Gemessene und rechnerische M- $\kappa$ -Linien der Versuchskörper M 3, M 4, M 5; Einfluß der Temperatur bei  $\mu = 0,96 \%$  und bei reiner Durchbiegung

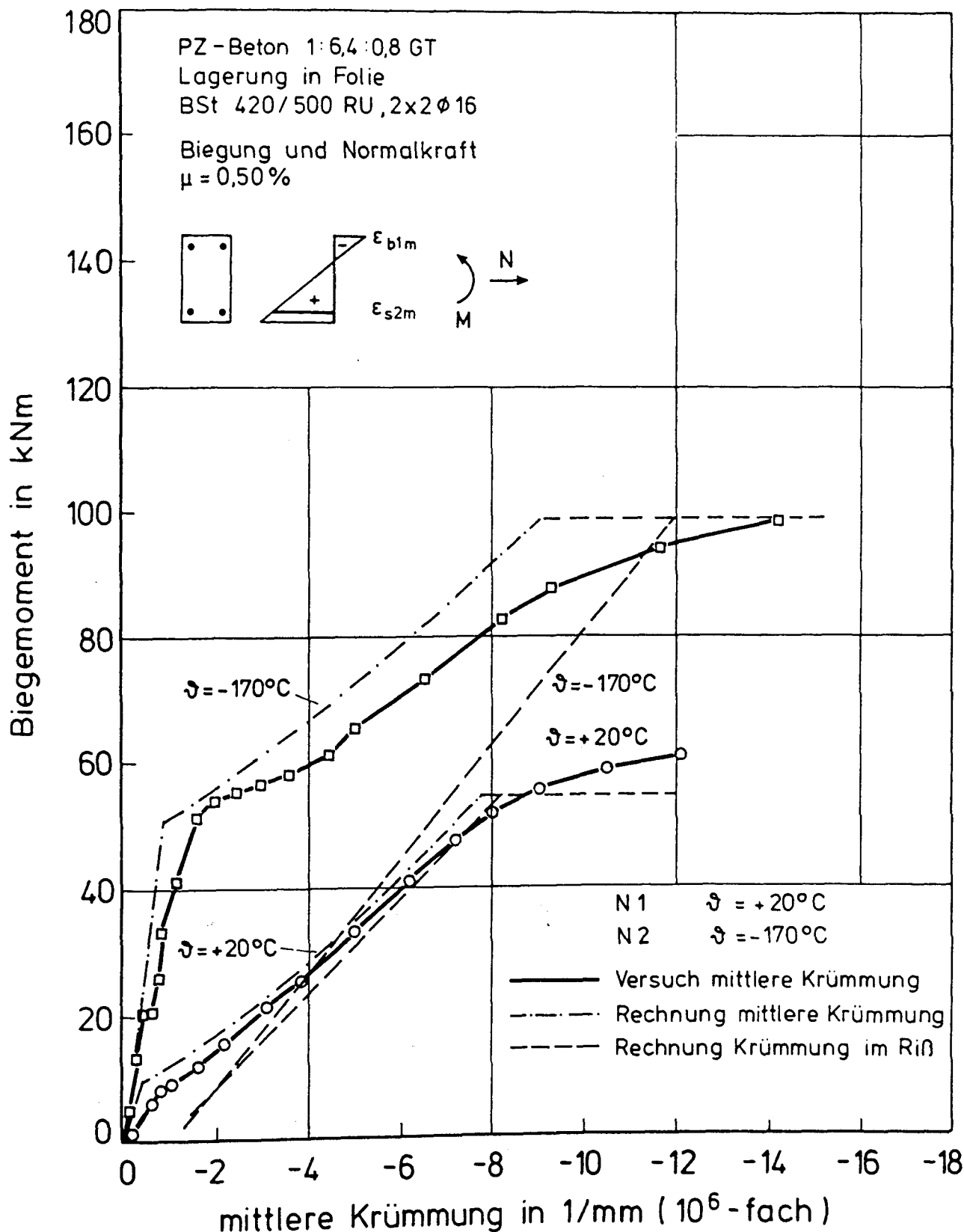


Bild 5.40: Gemessene und rechnerische M-κ-Linien der Versuchskörper N 1 und N 2. Einfluß der Temperatur bei  $\mu = 50\%$  und bei Biegung und Normalkraft

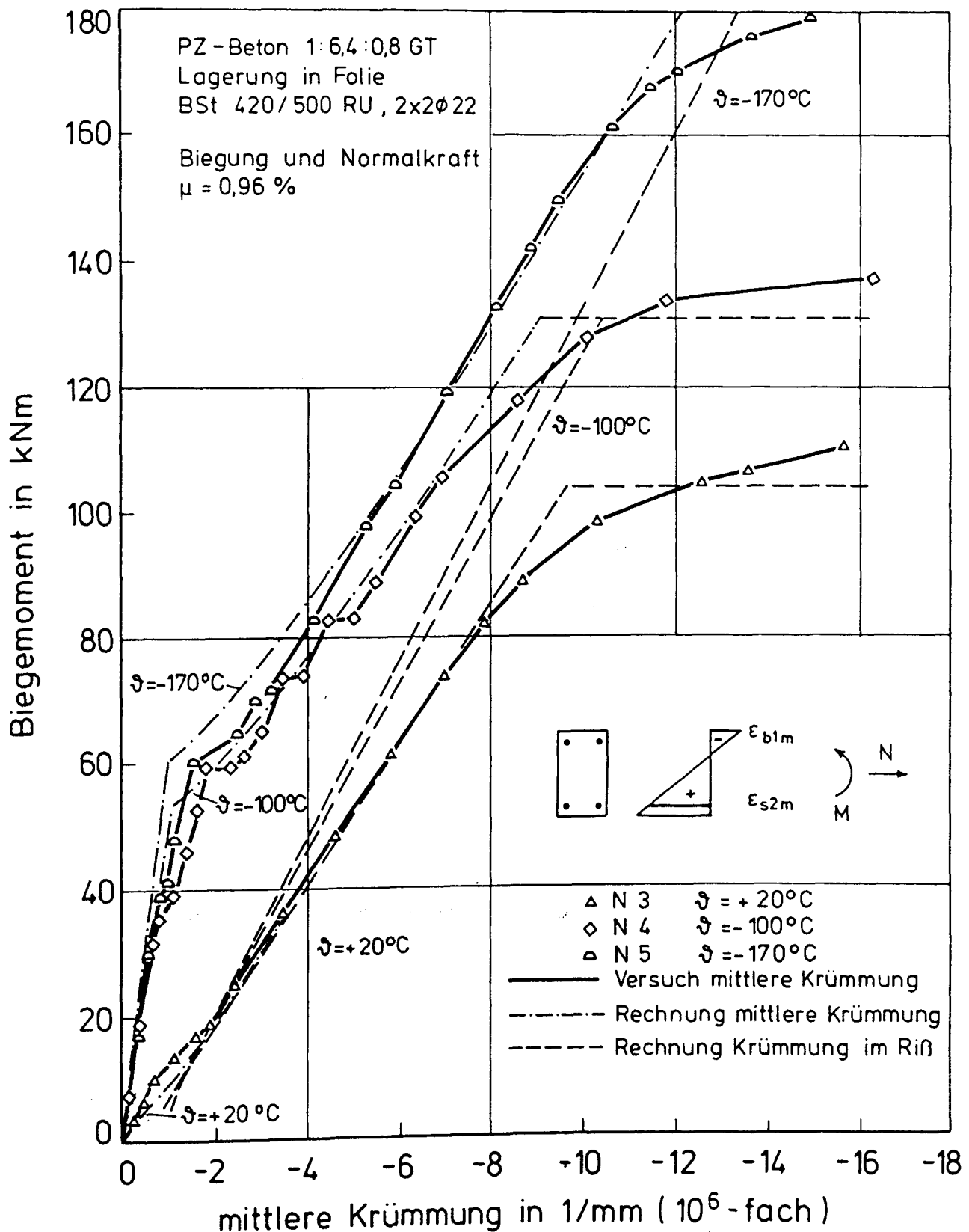


Bild 5.41: Gemessene und rechnerische M- $\kappa$ -Linien der Versuchskörper N 3, N 4 und N 5. Einfluß der Temperatur bei  $\mu = 96 \%$  und bei Biegung und Normalkraft

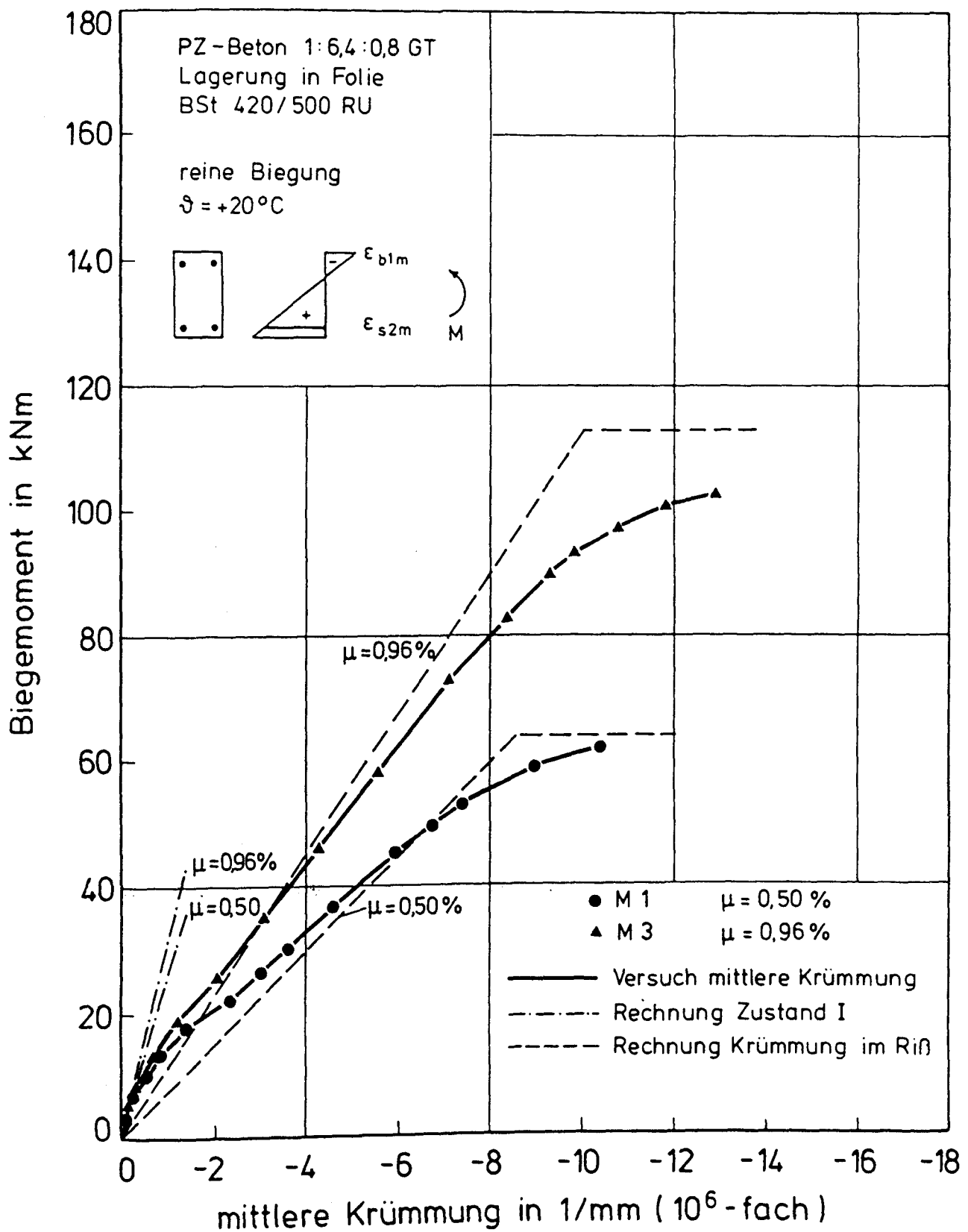


Bild 5.42: Gemessene und rechnerische M- $\kappa$ -Linien der Versuchskörper M 1 und M 3. Einfluß des Bewehrungsgrades bei  $20^\circ\text{C}$  und bei reiner Biegung

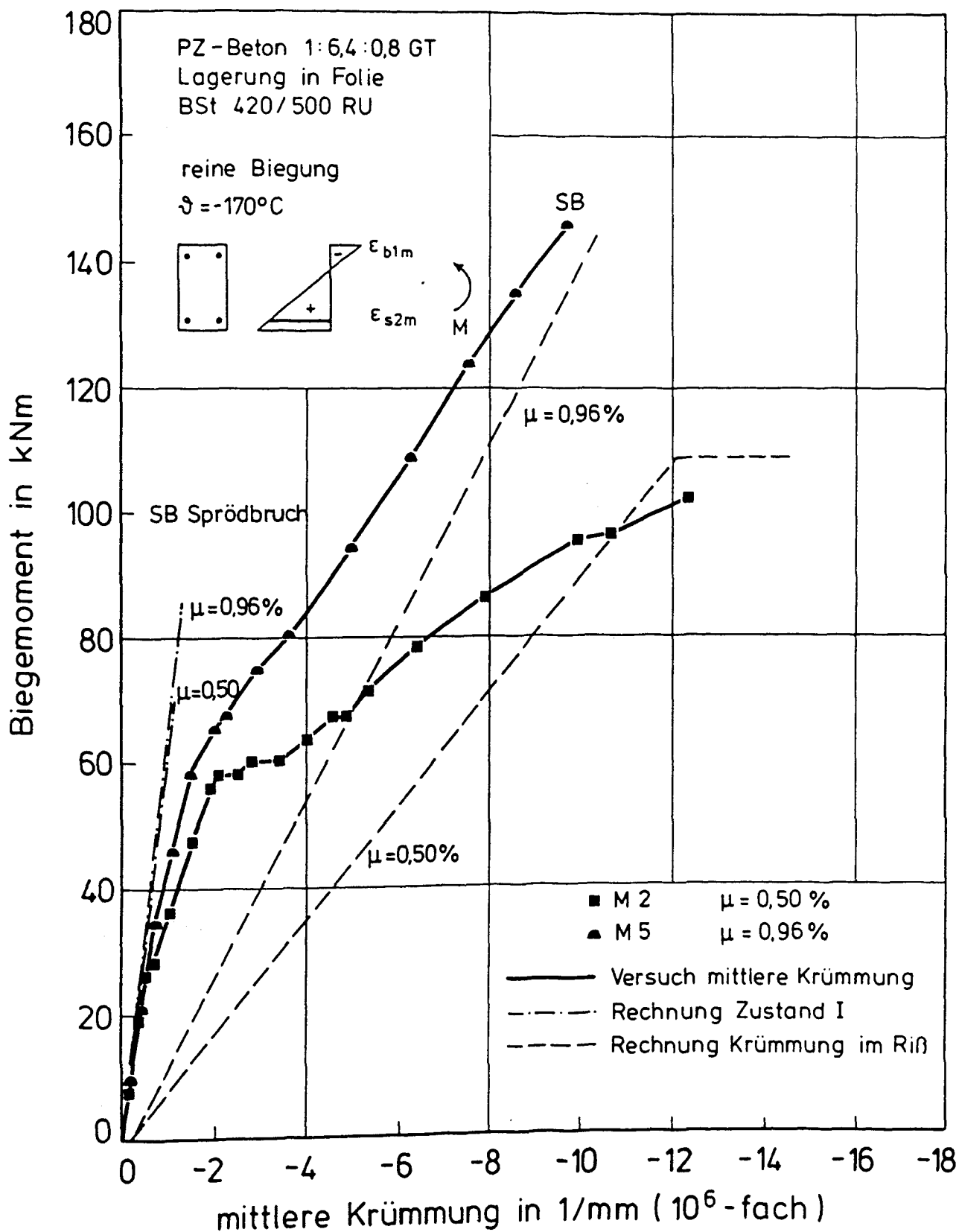


Bild 5.43: Gemessene und rechnerische M-K-Linien der Versuchskörper M 2 und M 5. Einfluß des Bewehrungsgrades bei  $-170^{\circ}\text{C}$  und bei reiner Biegung



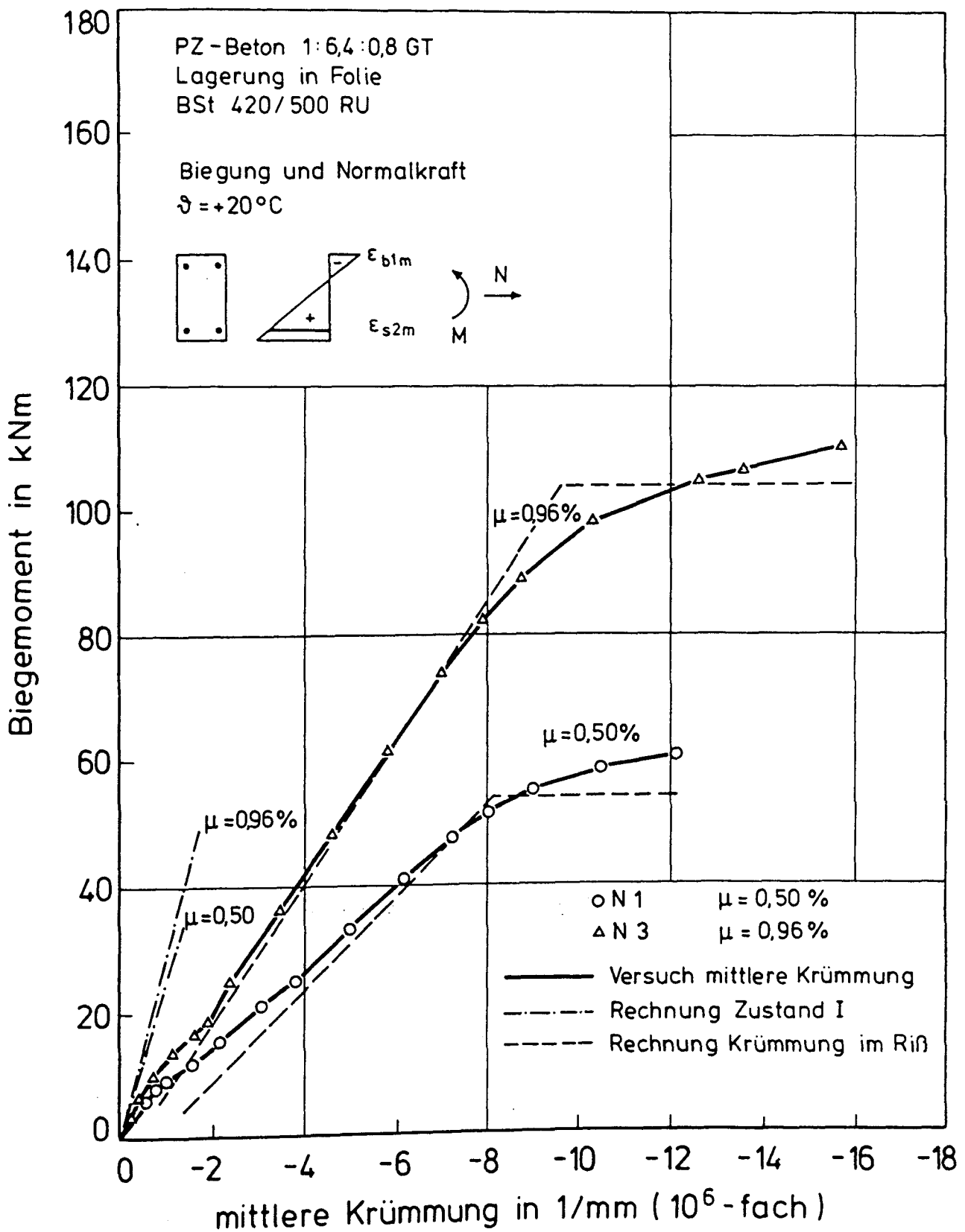


Bild 5.44: Gemessene und rechnerische M-κ-Linien der Versuchskörper N 1 und N 3. Einfluß des Bewehrungsgrades bei +20 °C und bei Biegung und Normalkraft

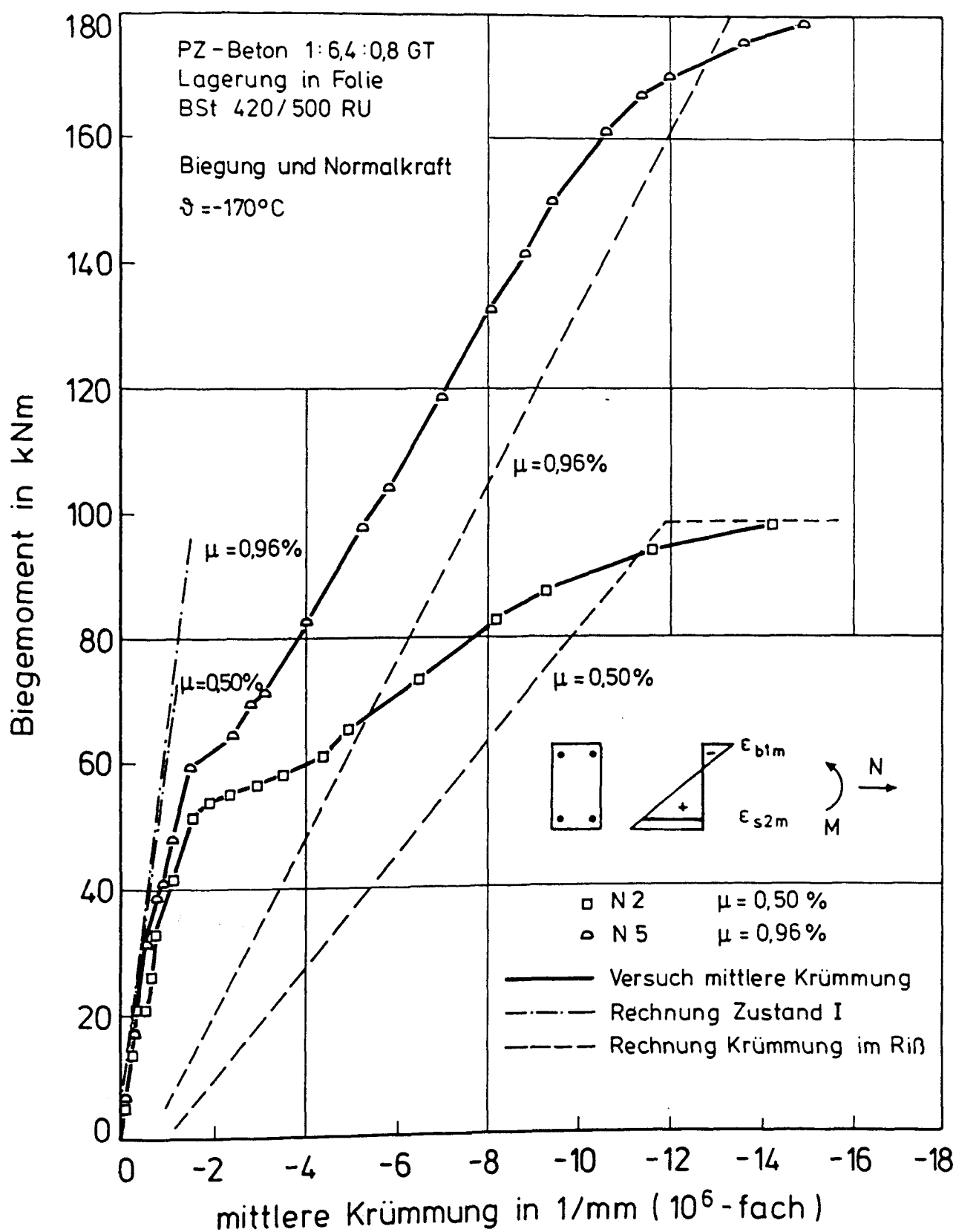


Bild 5.45: Gemessene und rechnerische M- $\kappa$ -Linien der Versuchskörper N 2 und N 5. Einfluß des Bewehrungsgrades bei  $-170^{\circ}\text{C}$  und bei Biegung und Normalkraft

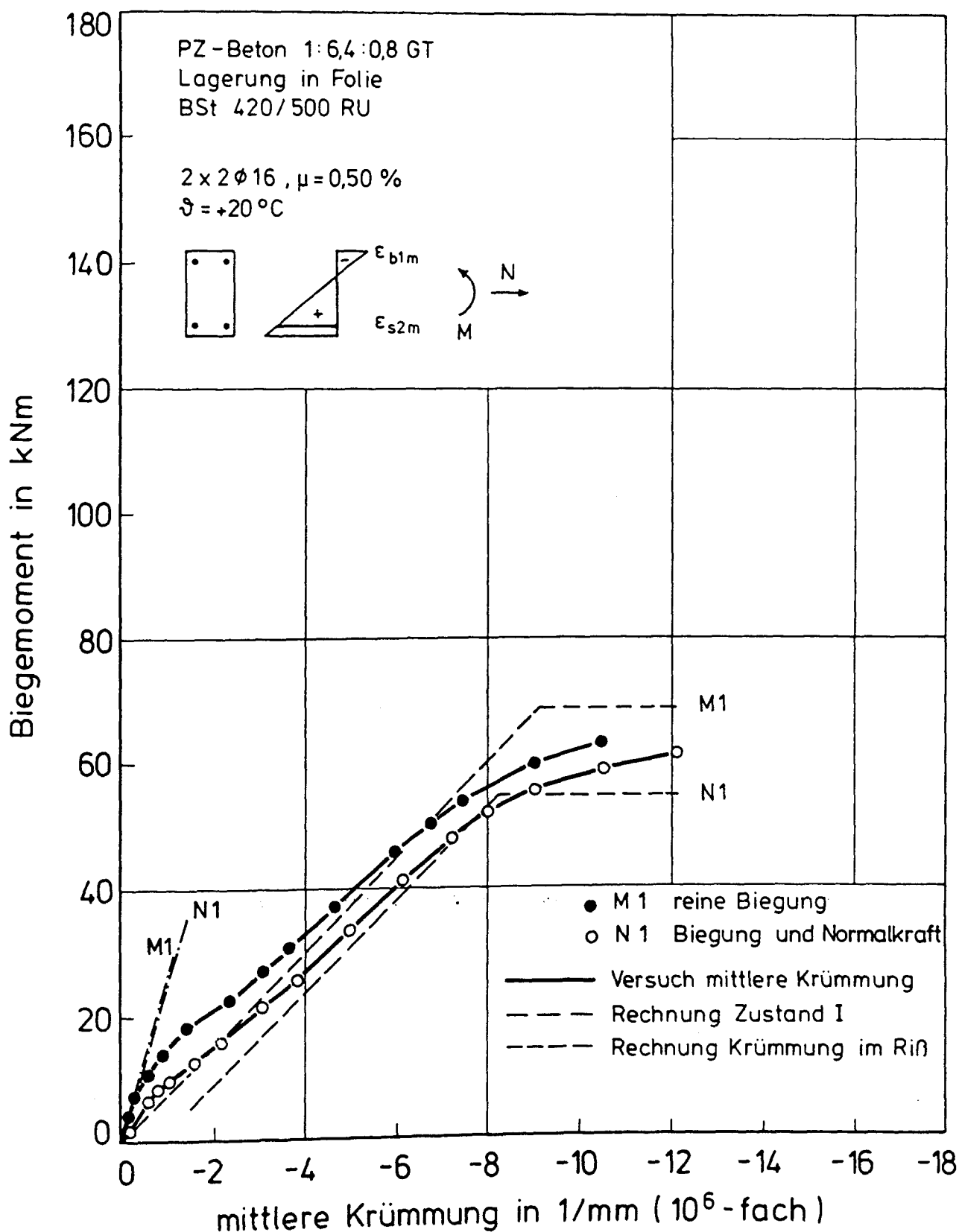


Bild 5.46: Gemessene und rechnerische M-κ-Linien der Versuchskörper M 1 und N 1. Einfluß der Beanspruchungsart bei  $+20^\circ \text{C}$  und bei  $\mu = 0,50 \%$

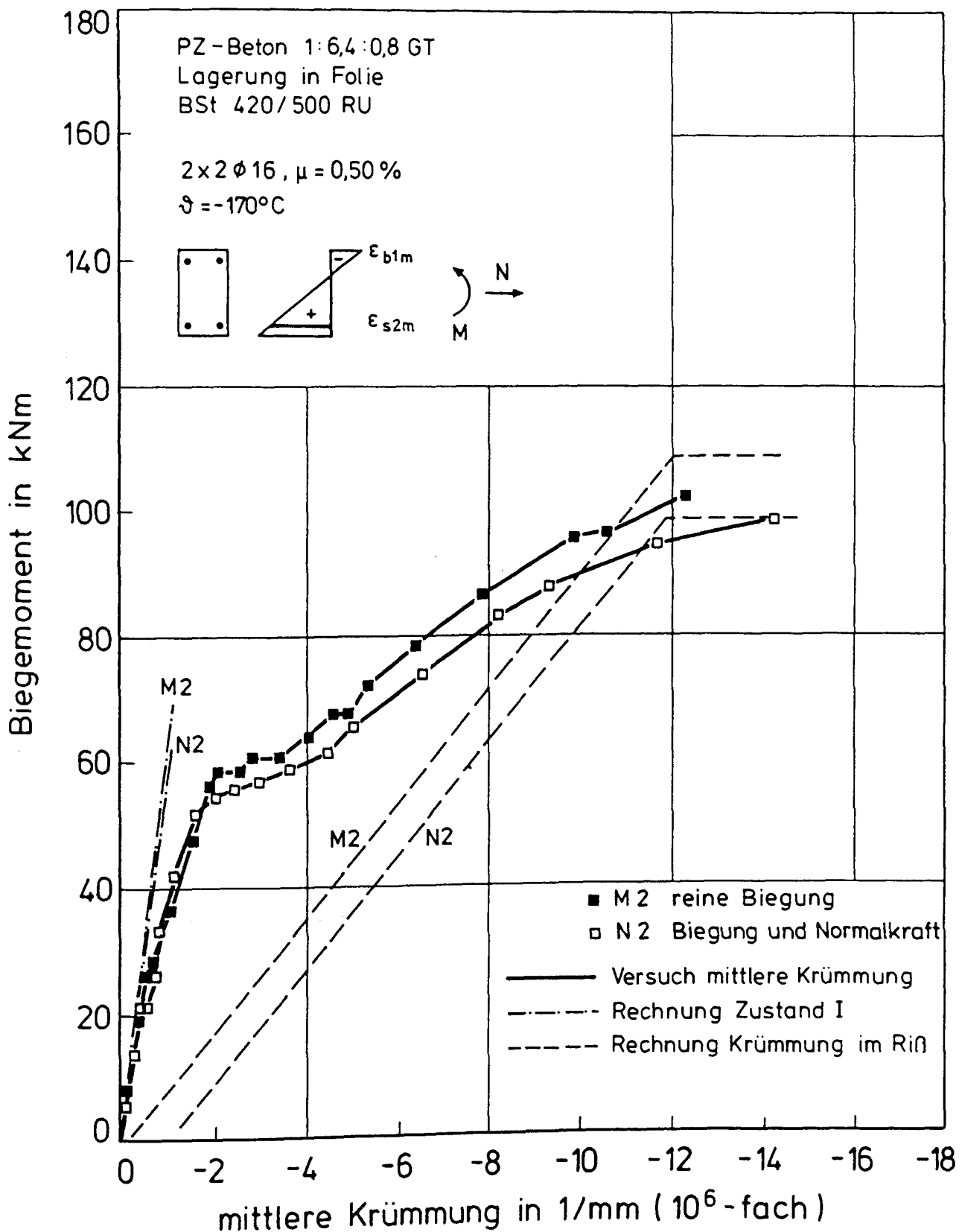


Bild 5.47: Gemessene und rechnerische M-κ-Linien der Versuchskörper M 2  
 und N 2. Einfluß der Beanspruchungsart bei  $-170^\circ\text{C}$  und bei  
 $\mu = 0,50 \%$

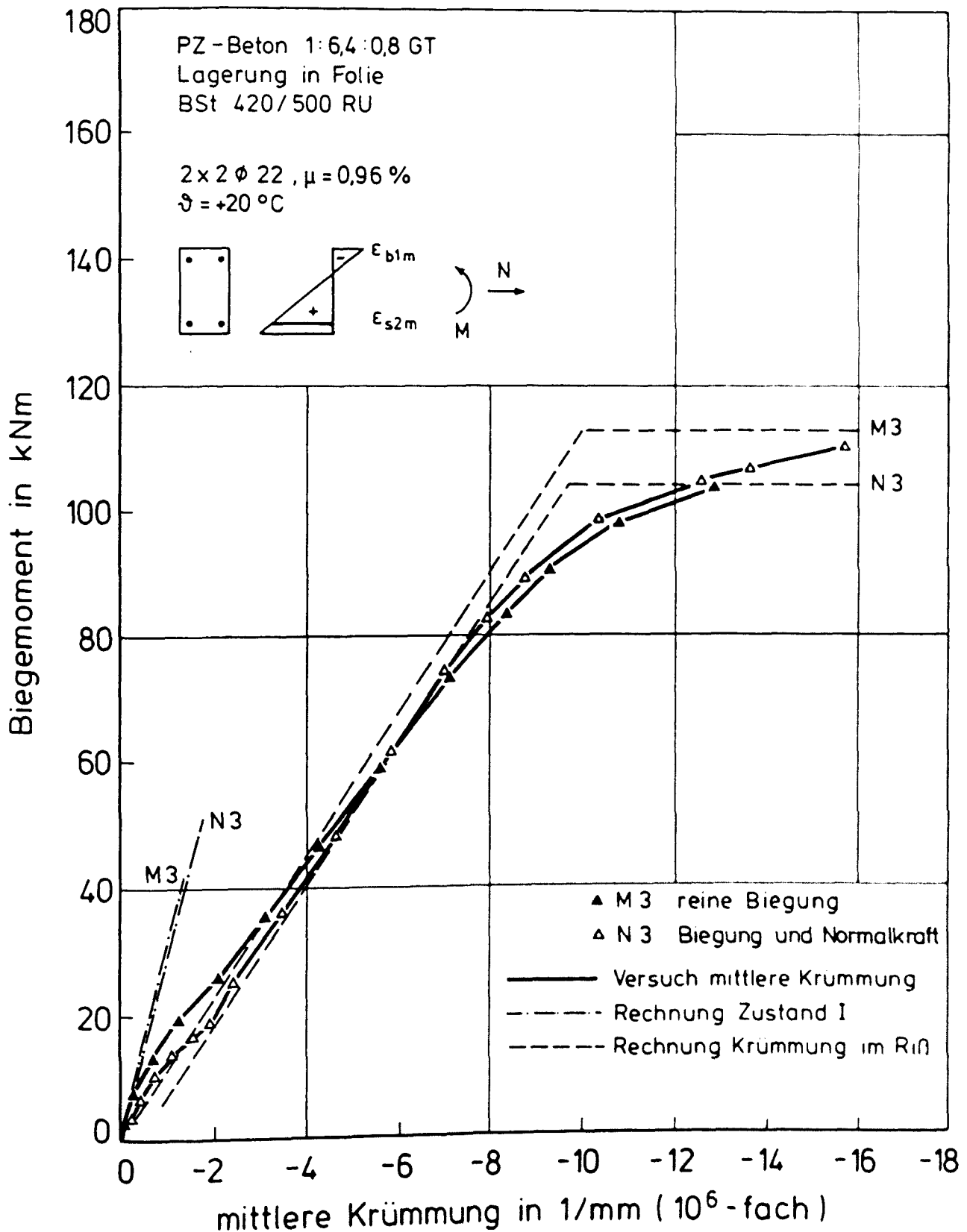


Bild 5.48: Gemessene und rechnerische M- $\kappa$ -Linien der Versuchskörper M 3 und N 3. Einfluß der Beanspruchungsart bei  $+20^\circ \text{C}$  und bei  $\mu = 0,96 \%$

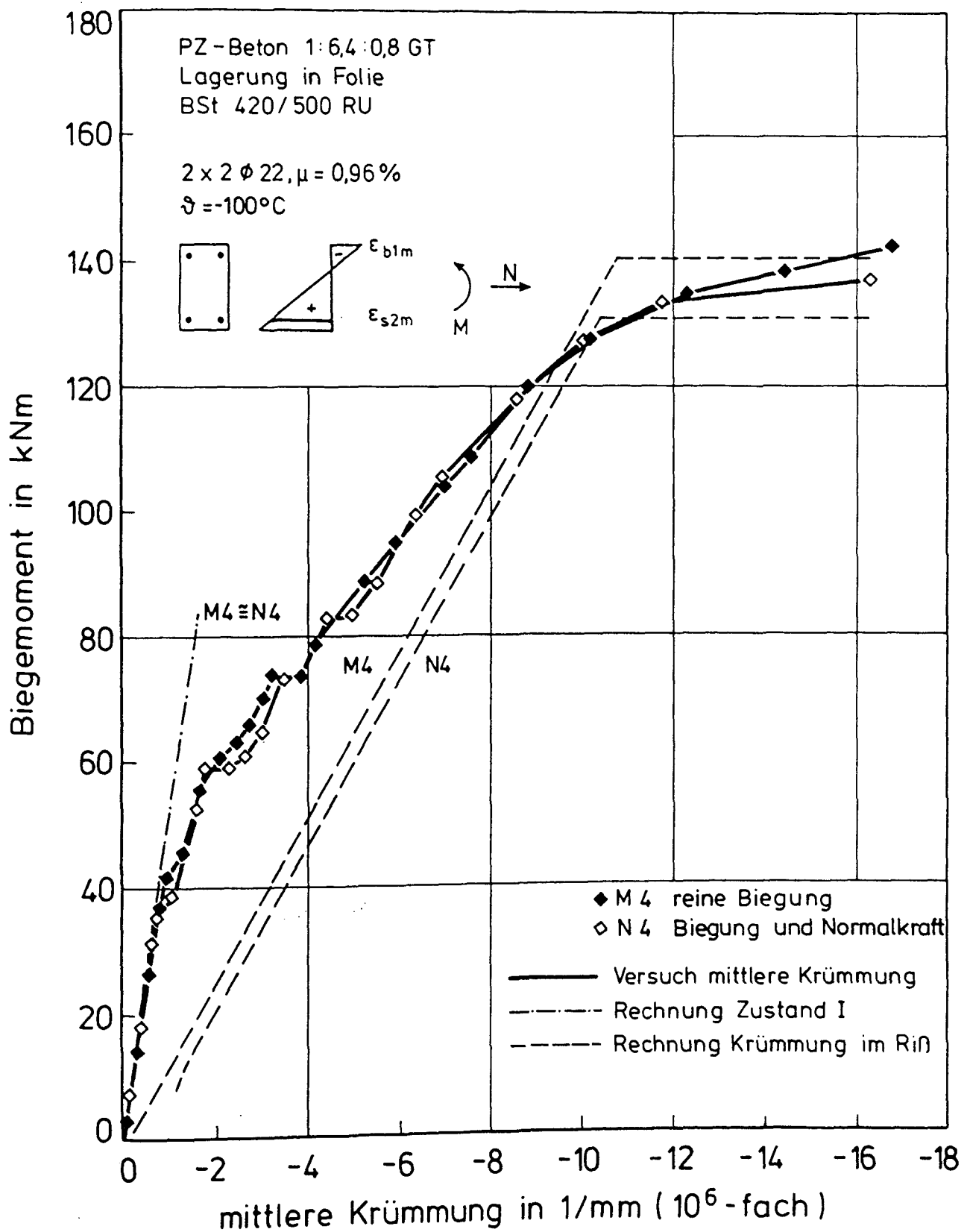


Bild 5.49: Gemessene und rechnerische M-k-Linien der Versuchskörper M 4 und N 4. Einfluß der Beanspruchungsart bei  $-100^\circ\text{C}$  und bei  $\mu = 0,96 \%$

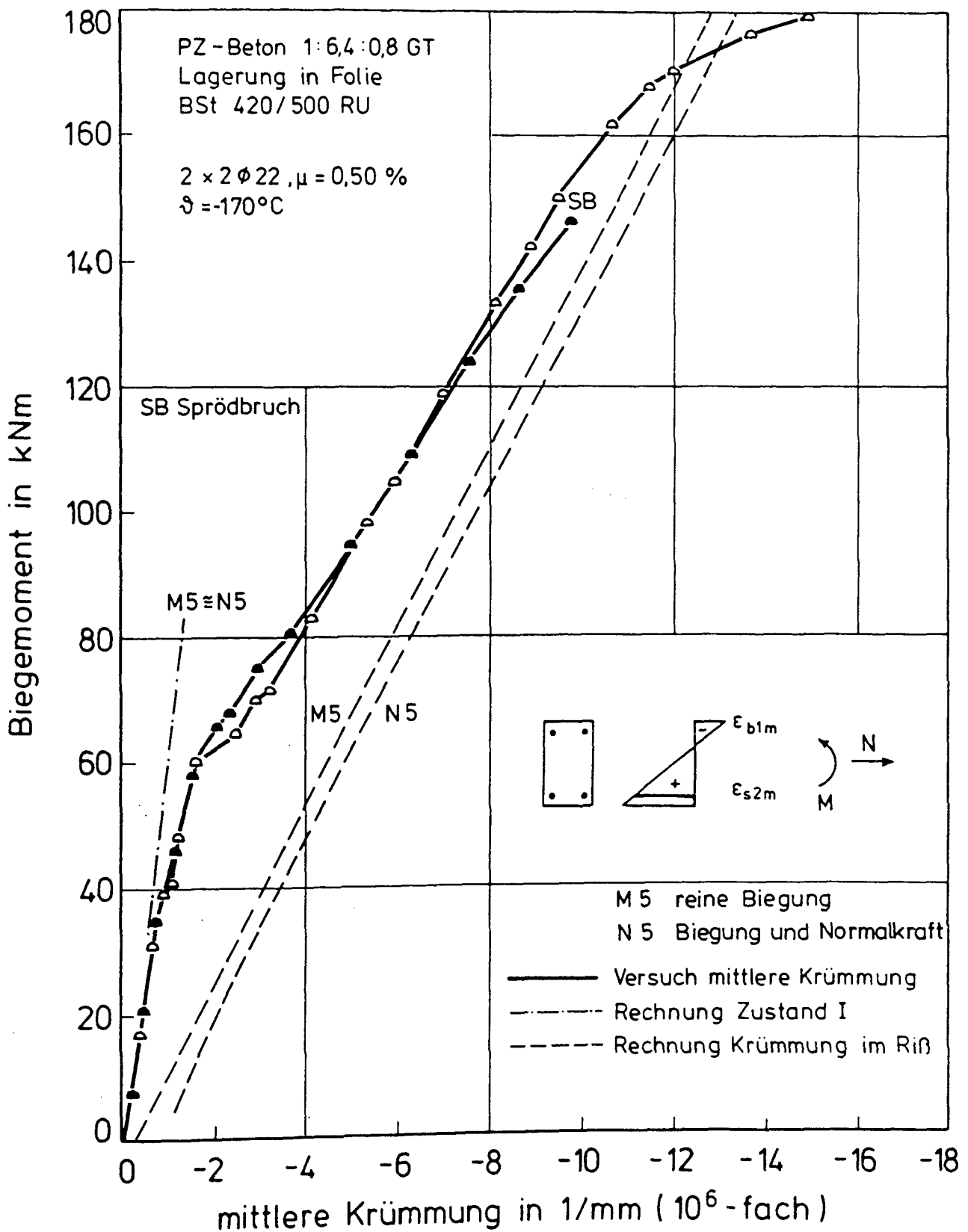


Bild 5.50: Gemessene und rechnerische M- $\kappa$ -Linien der Versuchskörper M 5 und N 5. Einfluß der Beanspruchungsart bei  $-170^\circ\text{C}$  und bei  $\mu = 0,96 \%$

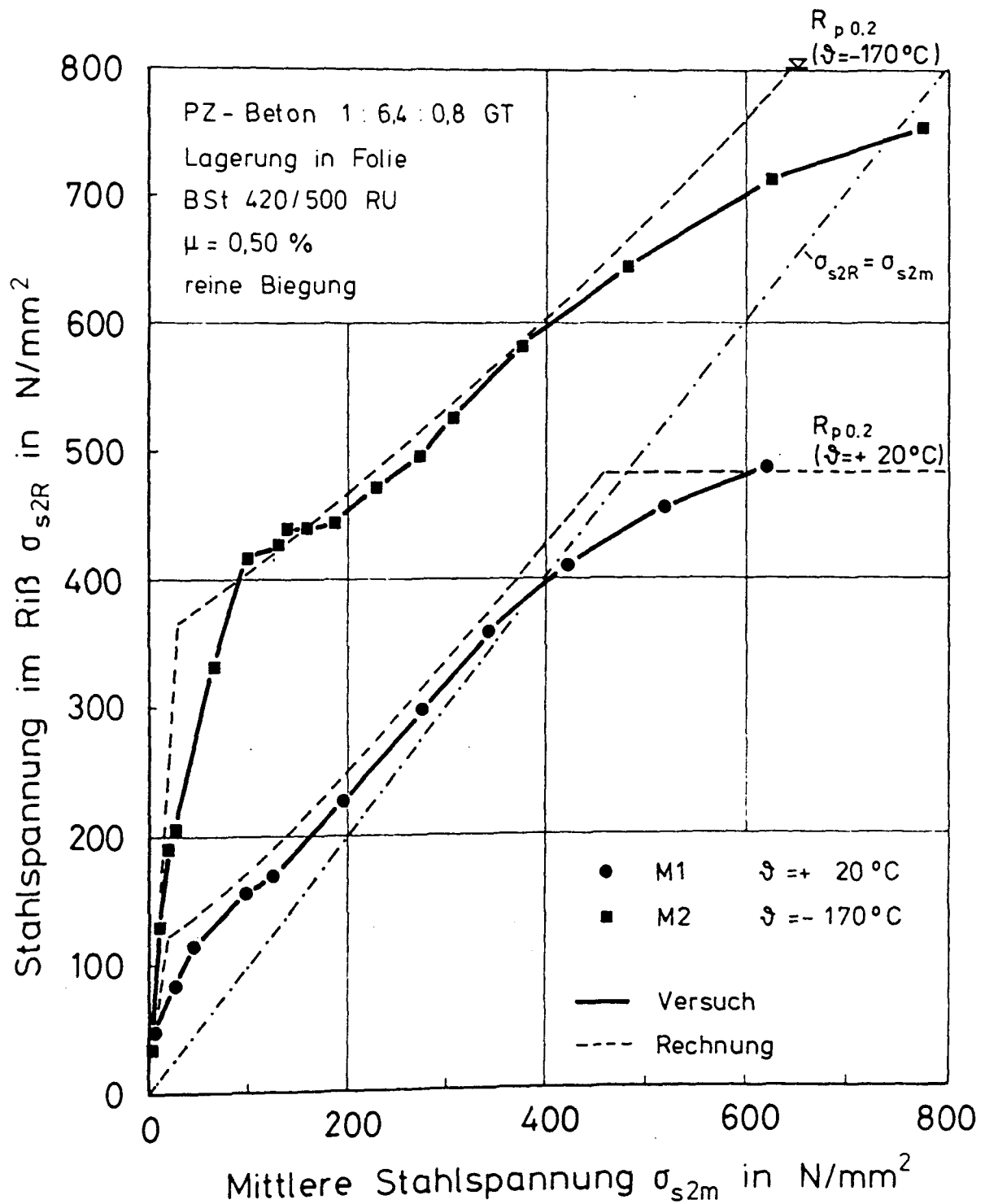


Bild 5.51: Zusammenhang zwischen der Stahlspannung im Riß und der mittleren Stahlspannung in Abhängigkeit von tiefen Temperaturen ( $\vartheta = +20, -170 \text{ } ^\circ\text{C}$ )



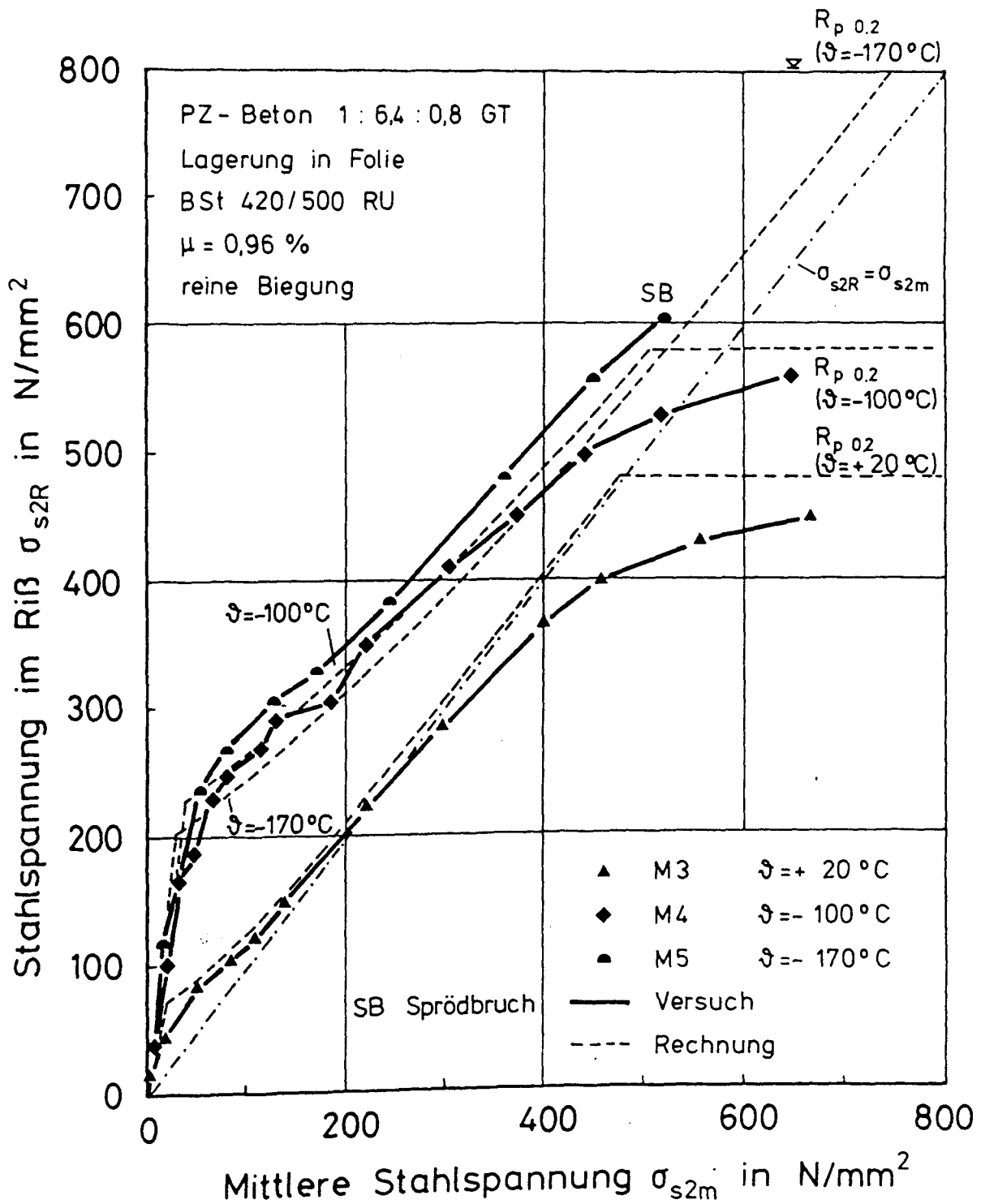


Bild 5.52: Zusammenhang zwischen der Stahlspannung im Riβ und der mittleren Stahlspannung in Abhängigkeit von tiefen Temperaturen ( $\theta = +20, -100, -170^\circ C$ )

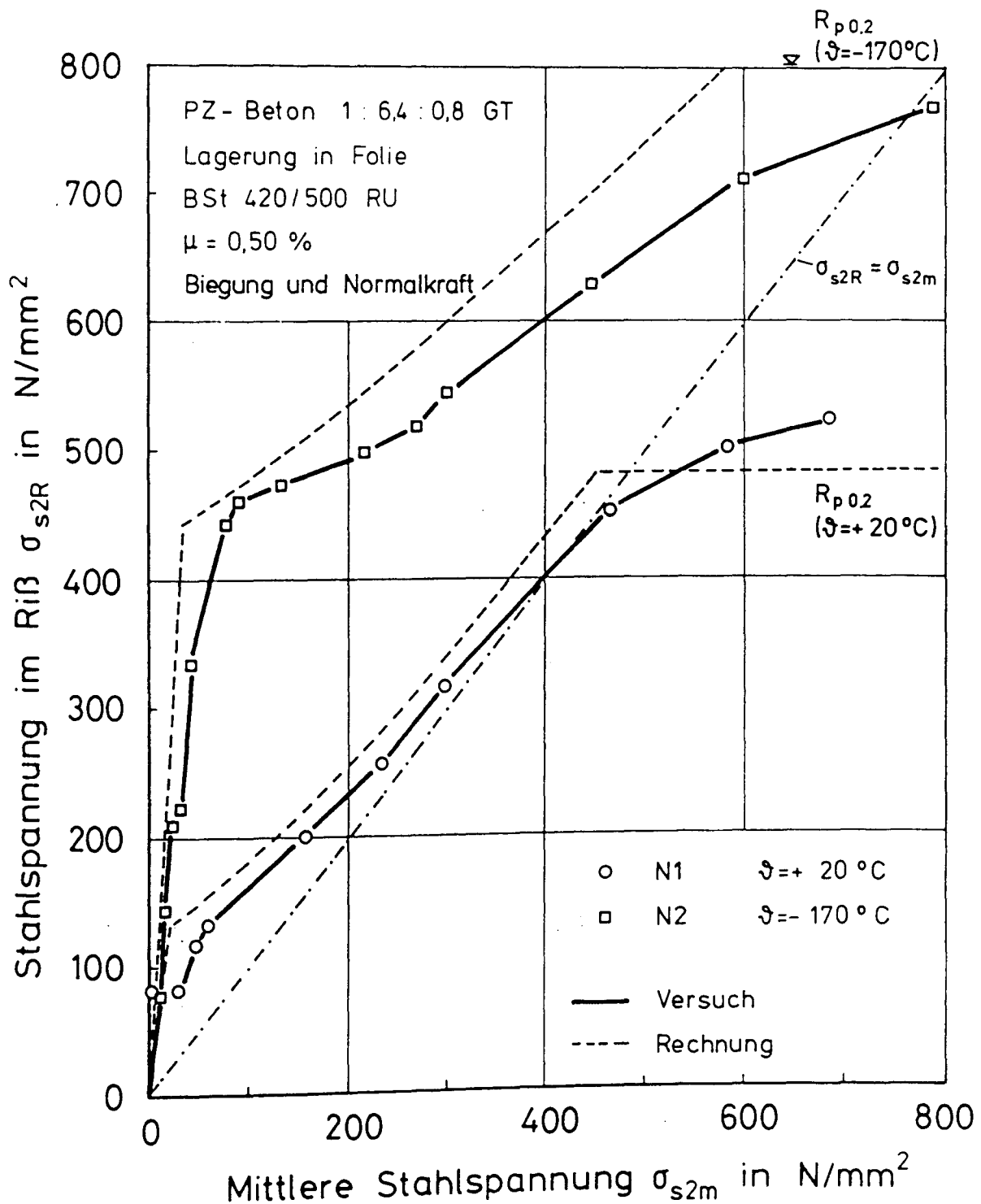


Bild 5.53: Zusammenhang zwischen der Stahlspannung im Riß und der mittleren Stahlspannung in Abhängigkeit von tiefen Temperaturen ( $\vartheta = +20, -170^\circ\text{C}$ )

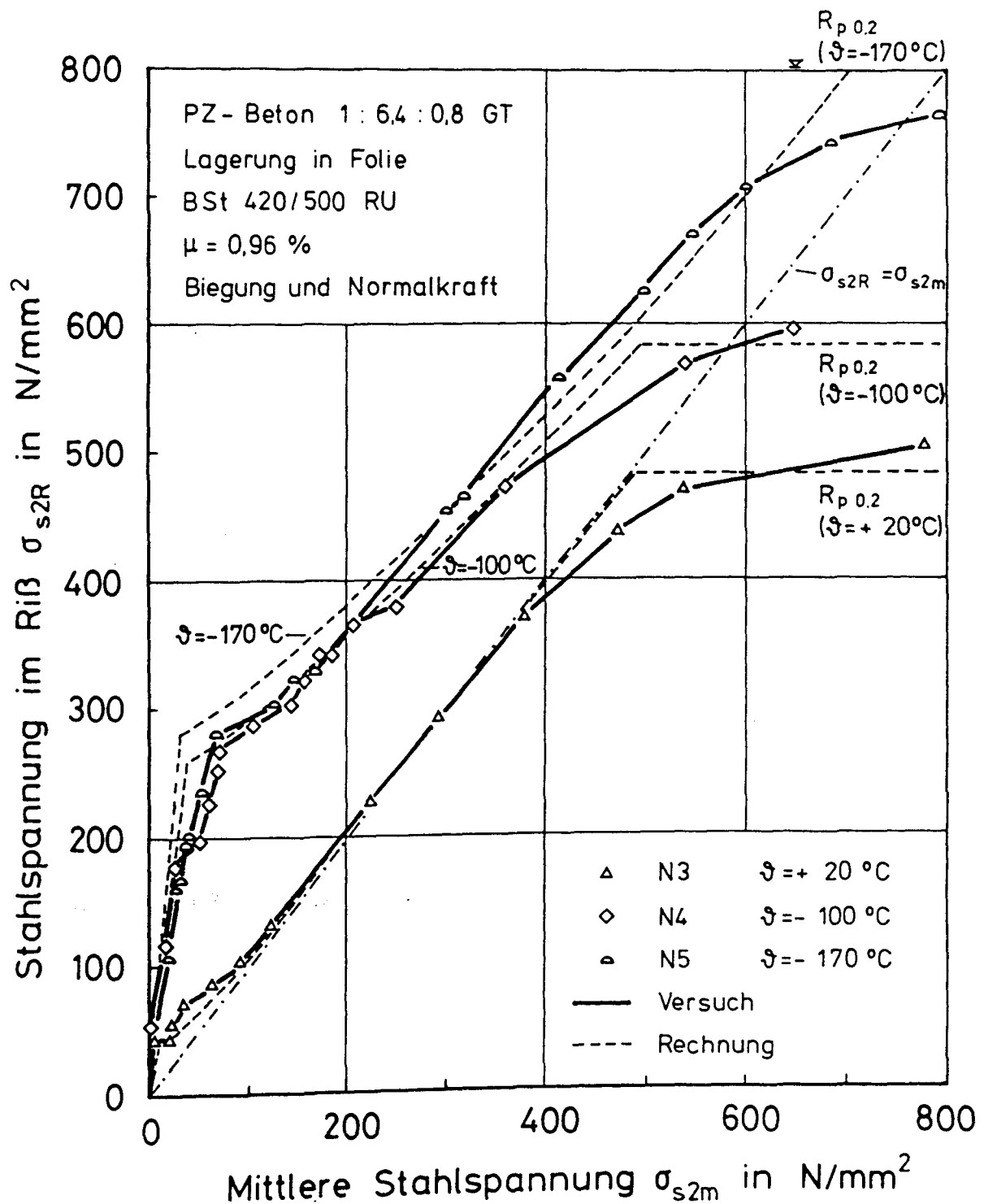


Bild 5.54: Zusammenhang zwischen der Stahlspannung im Riß und der mittleren Stahlspannung in Abhängigkeit von tiefen Temperaturen ( $\theta = +20, -100, -170^\circ C$ )

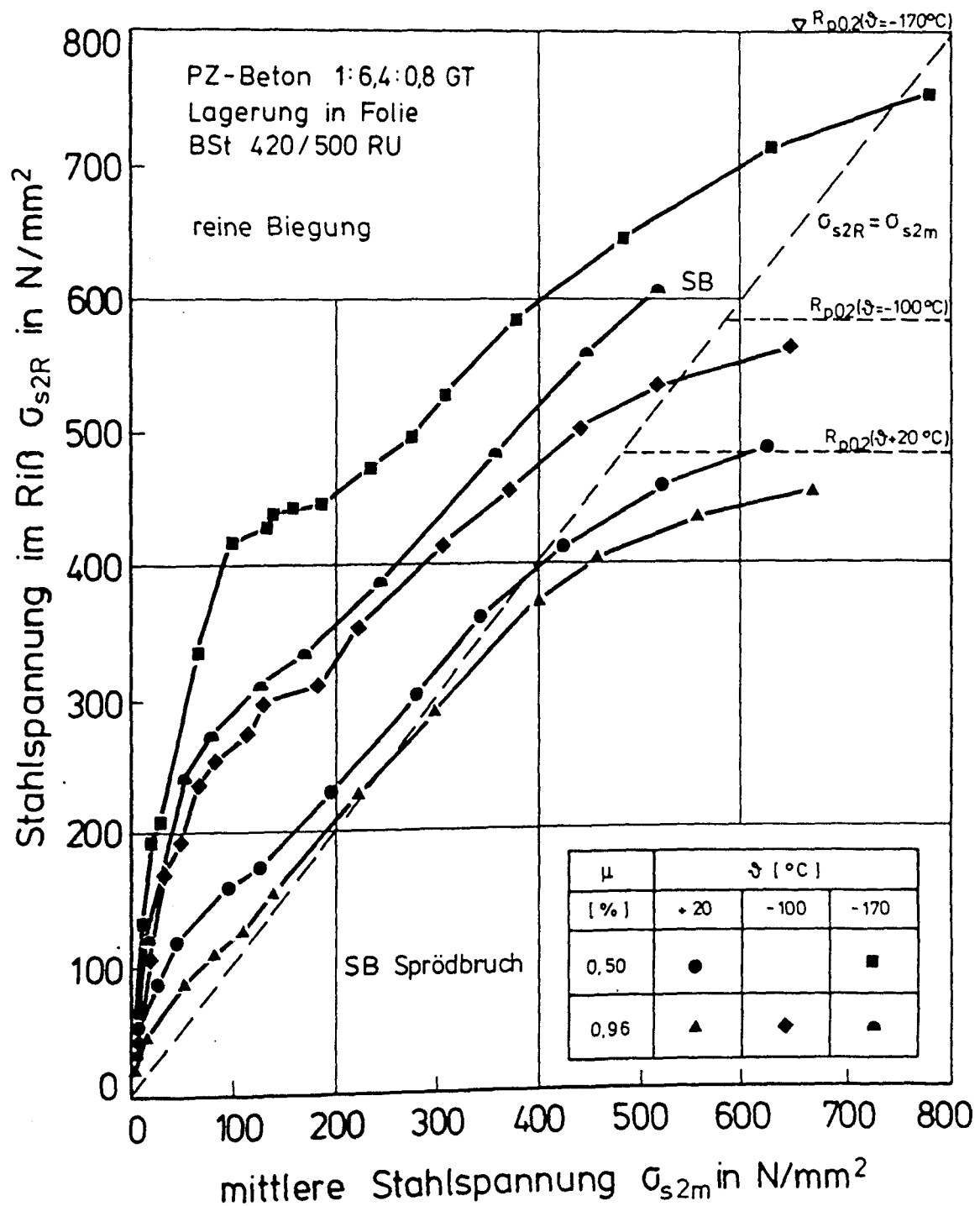


Bild 5.55: Zusammenhang zwischen der Stahlspannung im Riß und der mittleren Stahlspannung in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad  
( $\mu = 0,50 \%$ ;  $\mu = 0,96 \%$ )

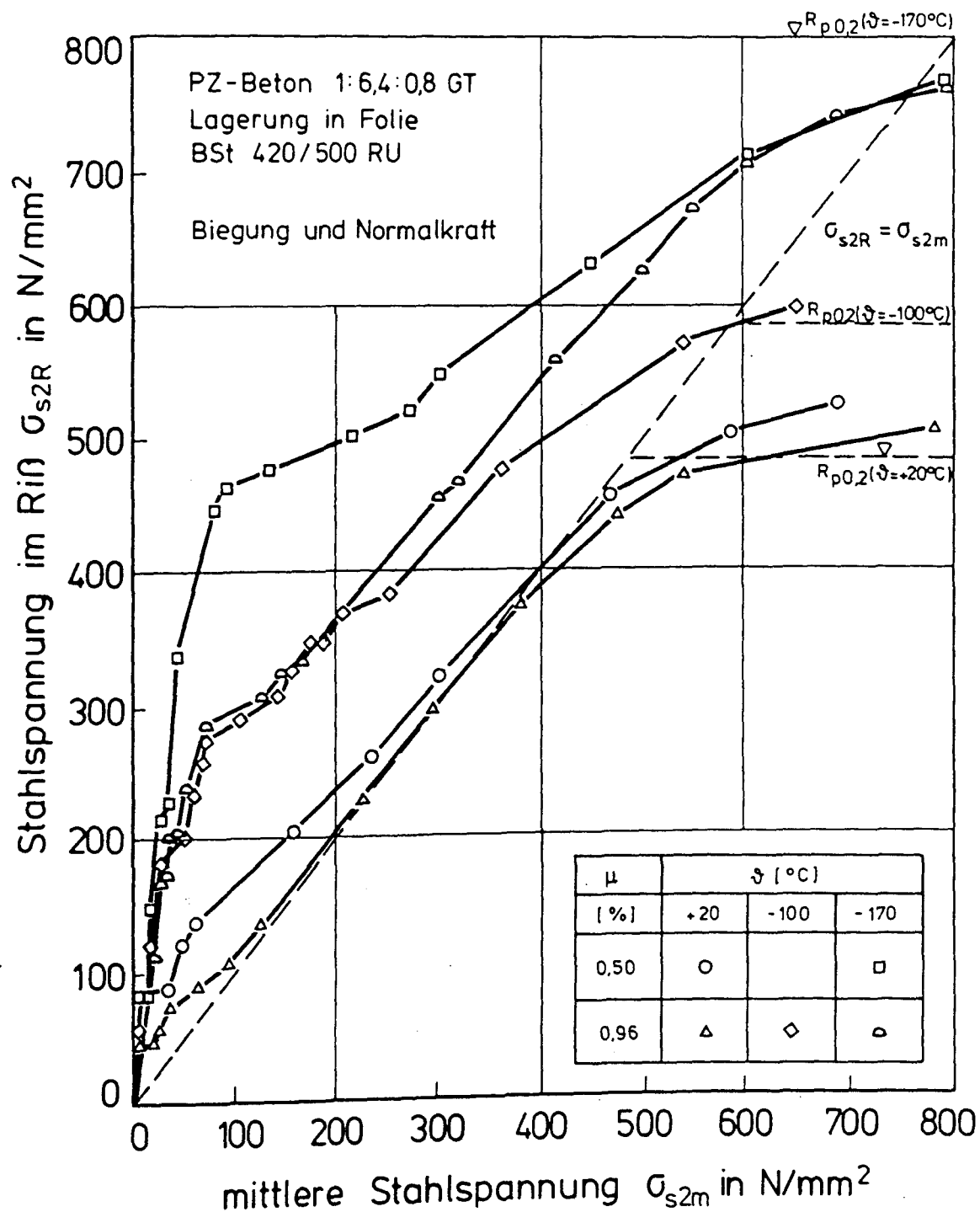


Bild 5.56: Zusammenhang zwischen der Stahlspannung im Riß und der mittleren Stahlspannung in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad  
( $\mu = 0,50$  %;  $\mu = 0,96$  %)

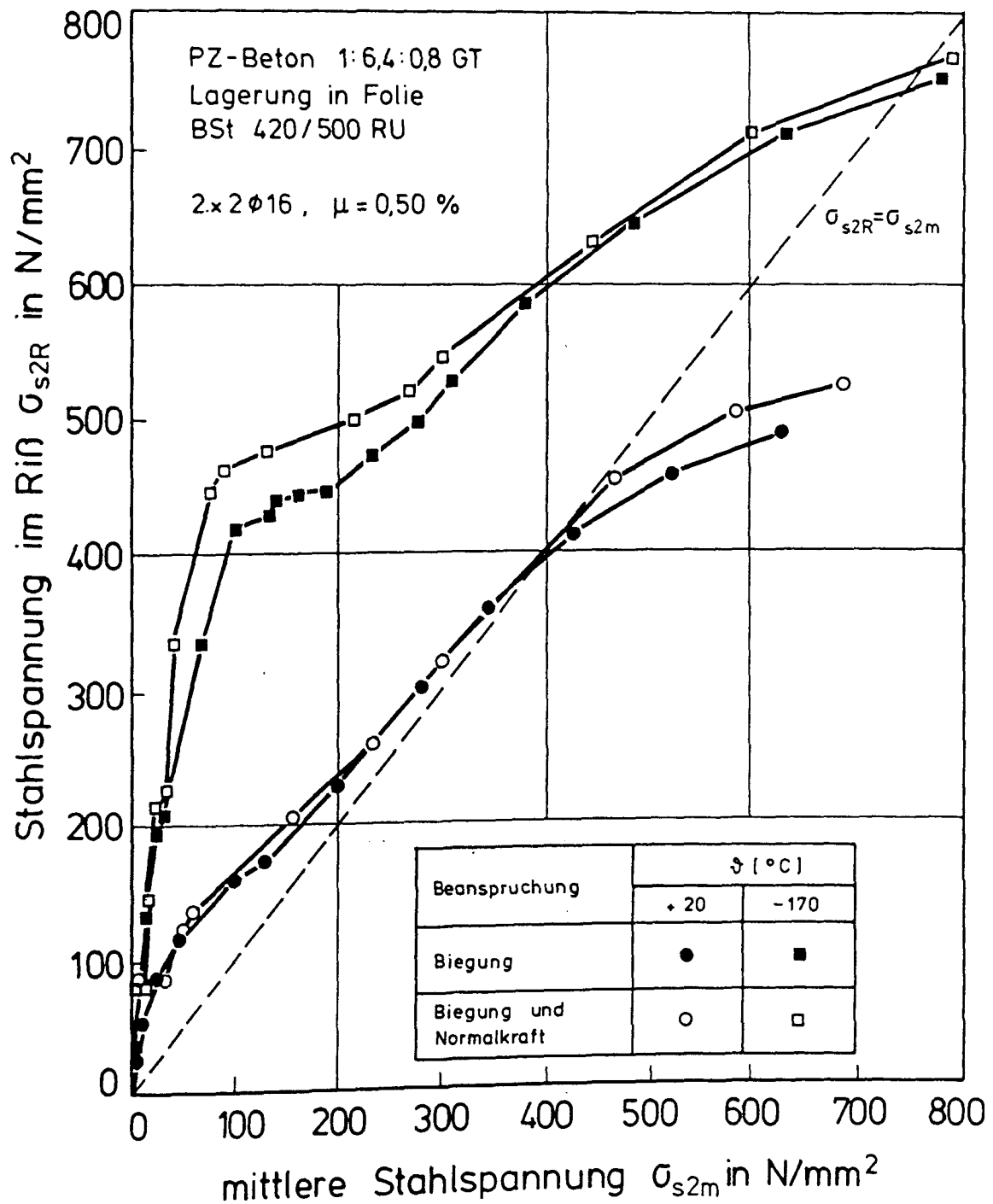


Bild 5.57: Zusammenhang zwischen der Stahlspannung im Riß und der mittleren Stahlspannung in Abhängigkeit von der Beanspruchungsart (Biegung, Biegung und Normalzugkraft)

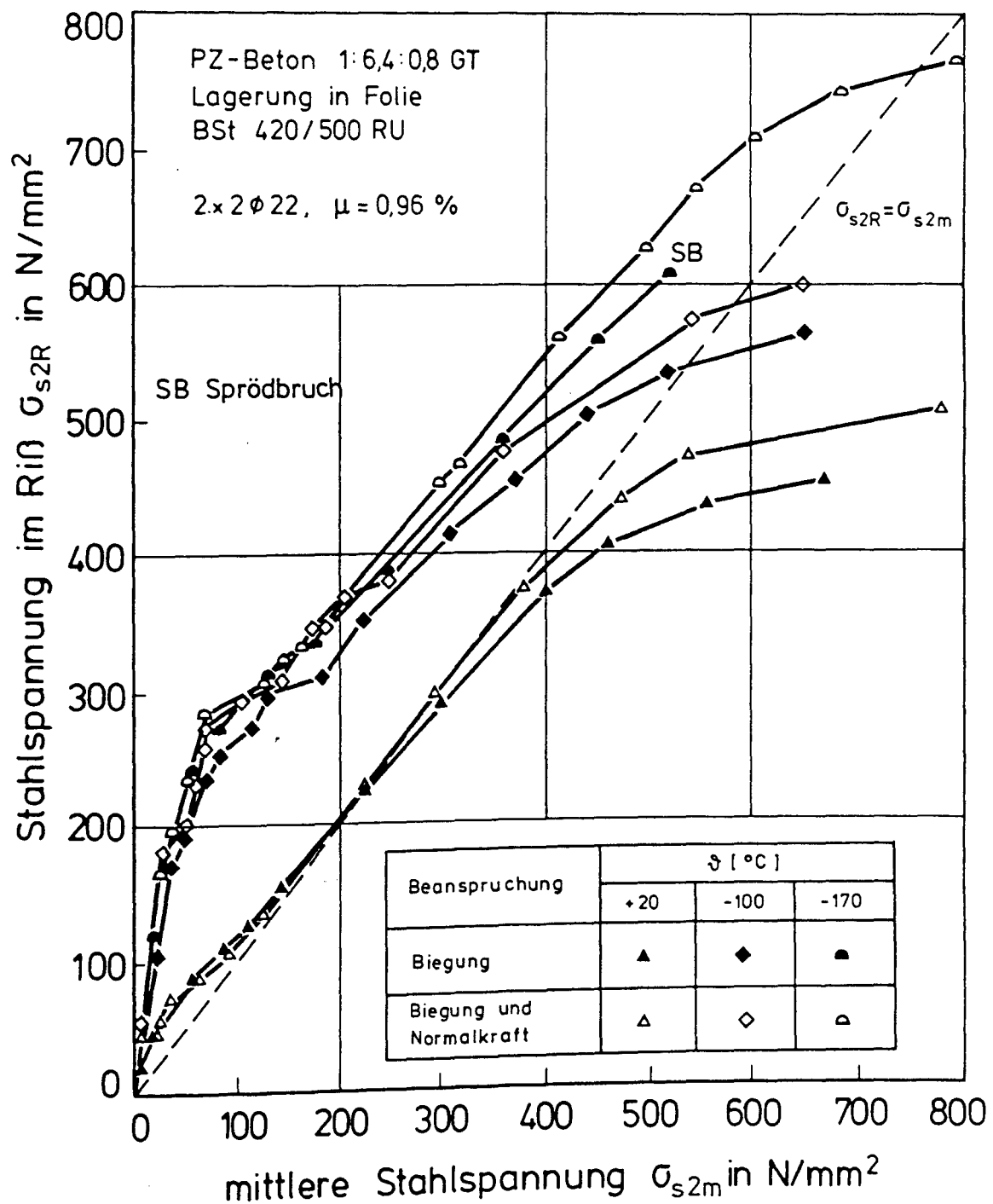


Bild 5.58: Zusammenhang zwischen der Stahlspannung im Riß und der mittleren Stahlspannung in Abhängigkeit von der Beanspruchungsart (Biegung, Biegung und Normalzugkraft)

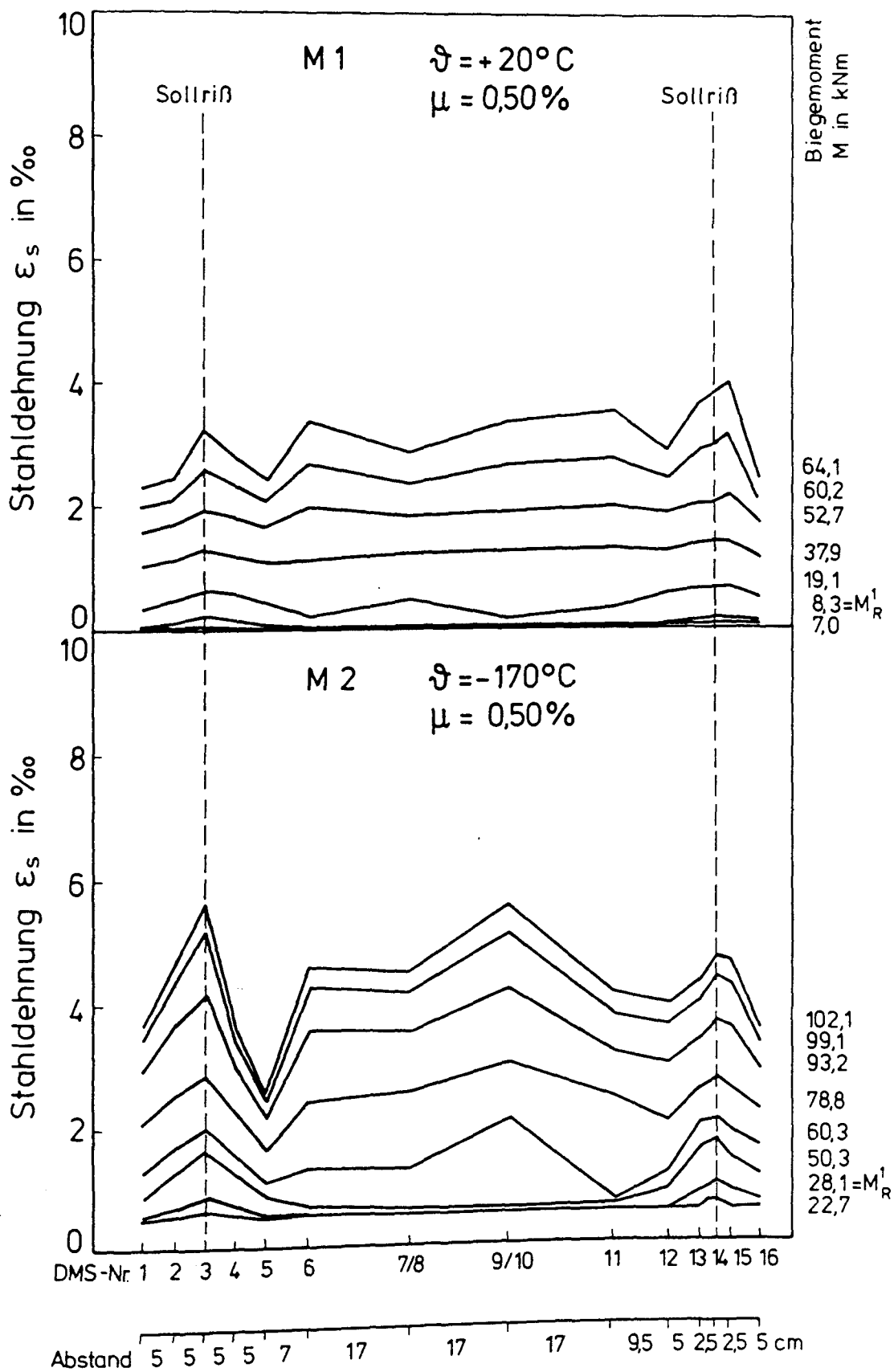


Bild 5.59: Gemessene Stahldehnungen entlang der Stabachse 2 der Versuchskörper M 1 ( $\vartheta = +20^{\circ}\text{C}$ ) und M 2 ( $\vartheta = -170^{\circ}\text{C}$ ) bei unterschiedlicher Beanspruchung



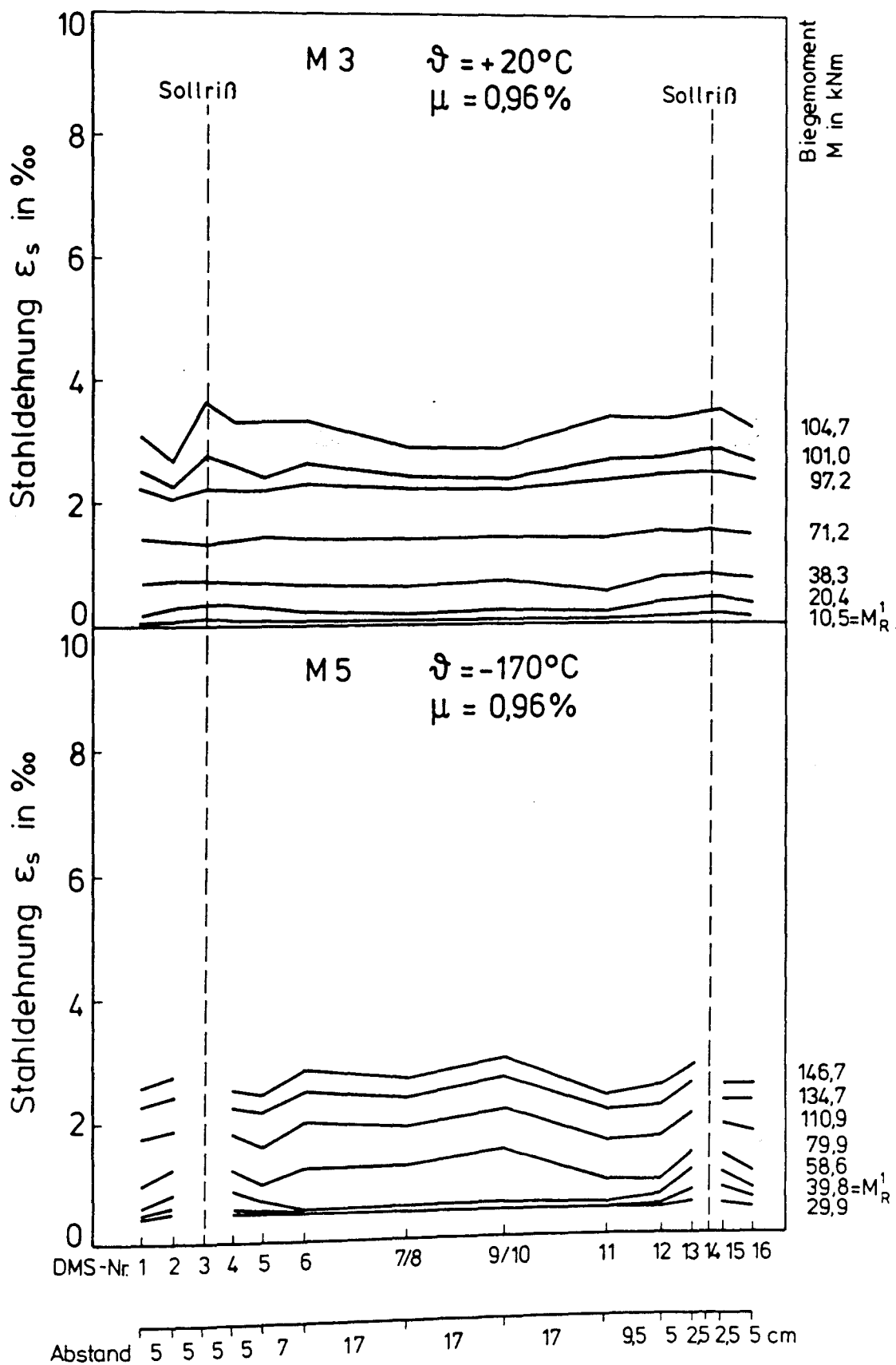


Bild 5.60: Gemessene Stahldehnungen entlang der Stabachse 2 der Versuchskörper M 3 ( $\vartheta = +20^{\circ}\text{C}$ ) und M 5 ( $\vartheta = -170^{\circ}\text{C}$ ) bei unterschiedlicher Beanspruchung

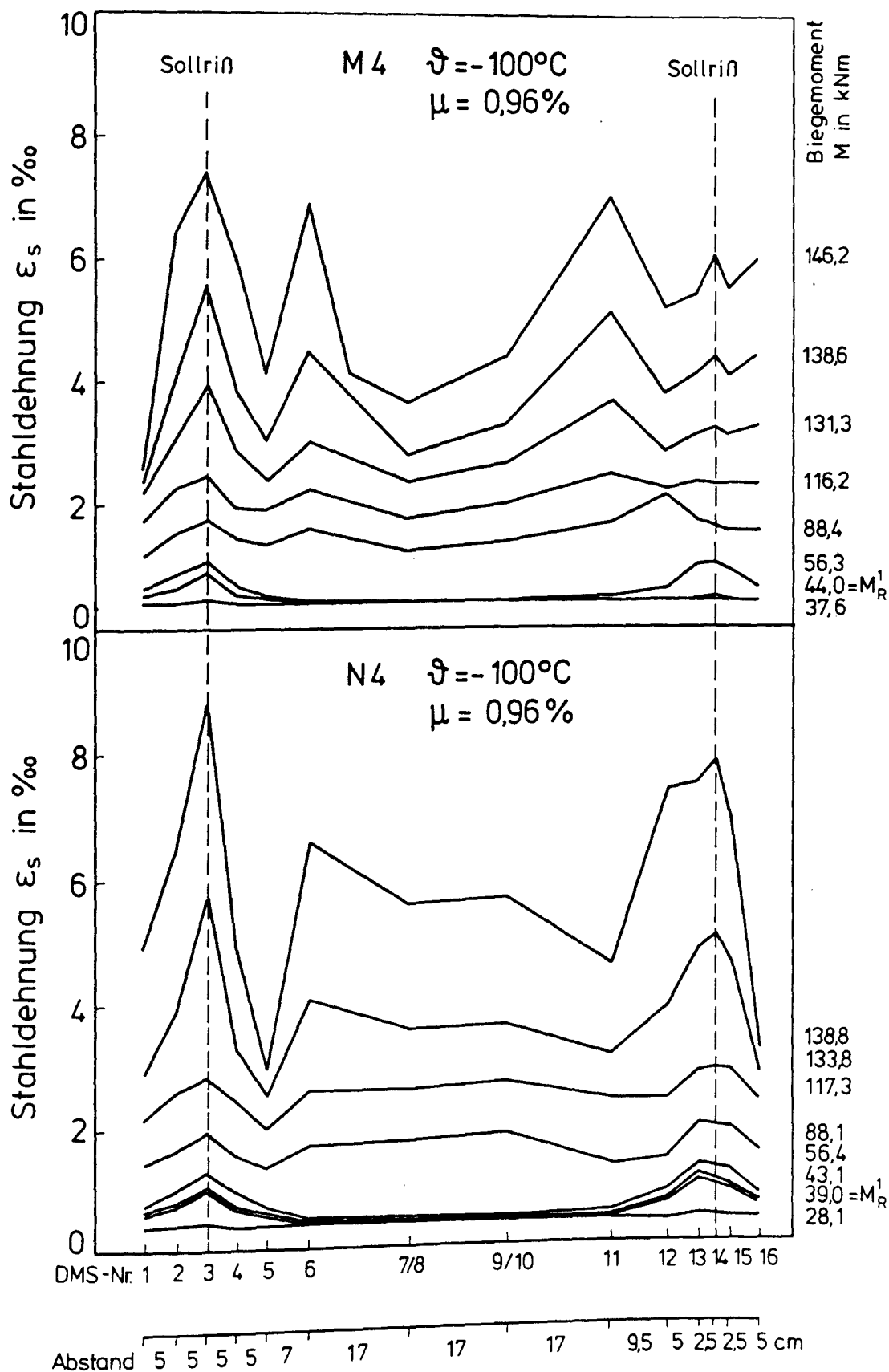


Bild 5.61: Gemessene Stahldehnungen entlang der Stabachse 2 der Versuchskörper M 4 ( $\vartheta = -100^{\circ}\text{C}$ ) und N 4 ( $\vartheta = -100^{\circ}\text{C}$ ) bei unterschiedlicher Beanspruchung

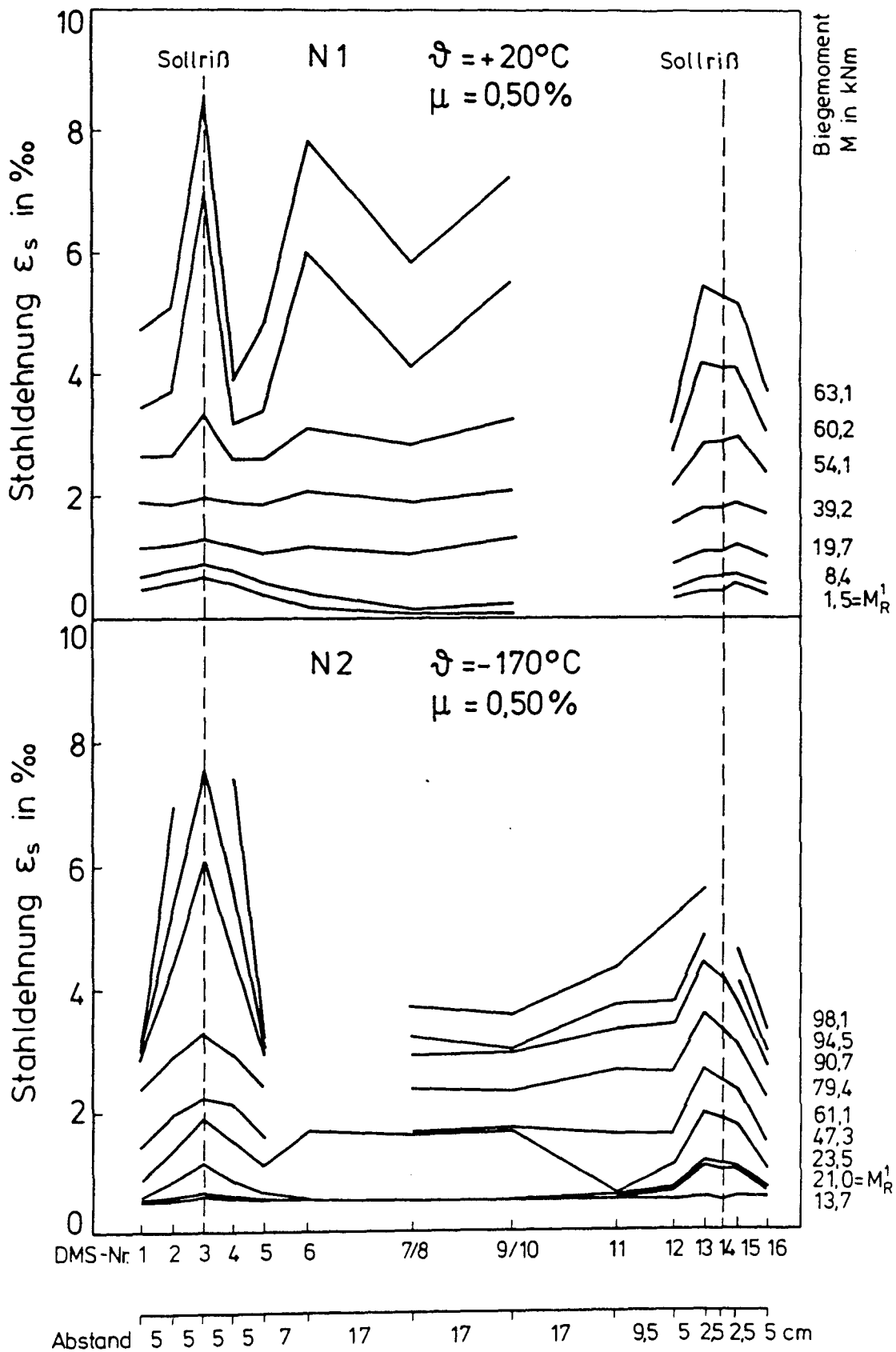


Bild 5.62: Gemessene Stahldehnungen entlang der Stabachse 2 der Versuchskörper N 1 ( $\vartheta = +20^{\circ}\text{C}$ ) und N 2 ( $\vartheta = -170^{\circ}\text{C}$ ) bei unterschiedlicher Beanspruchung

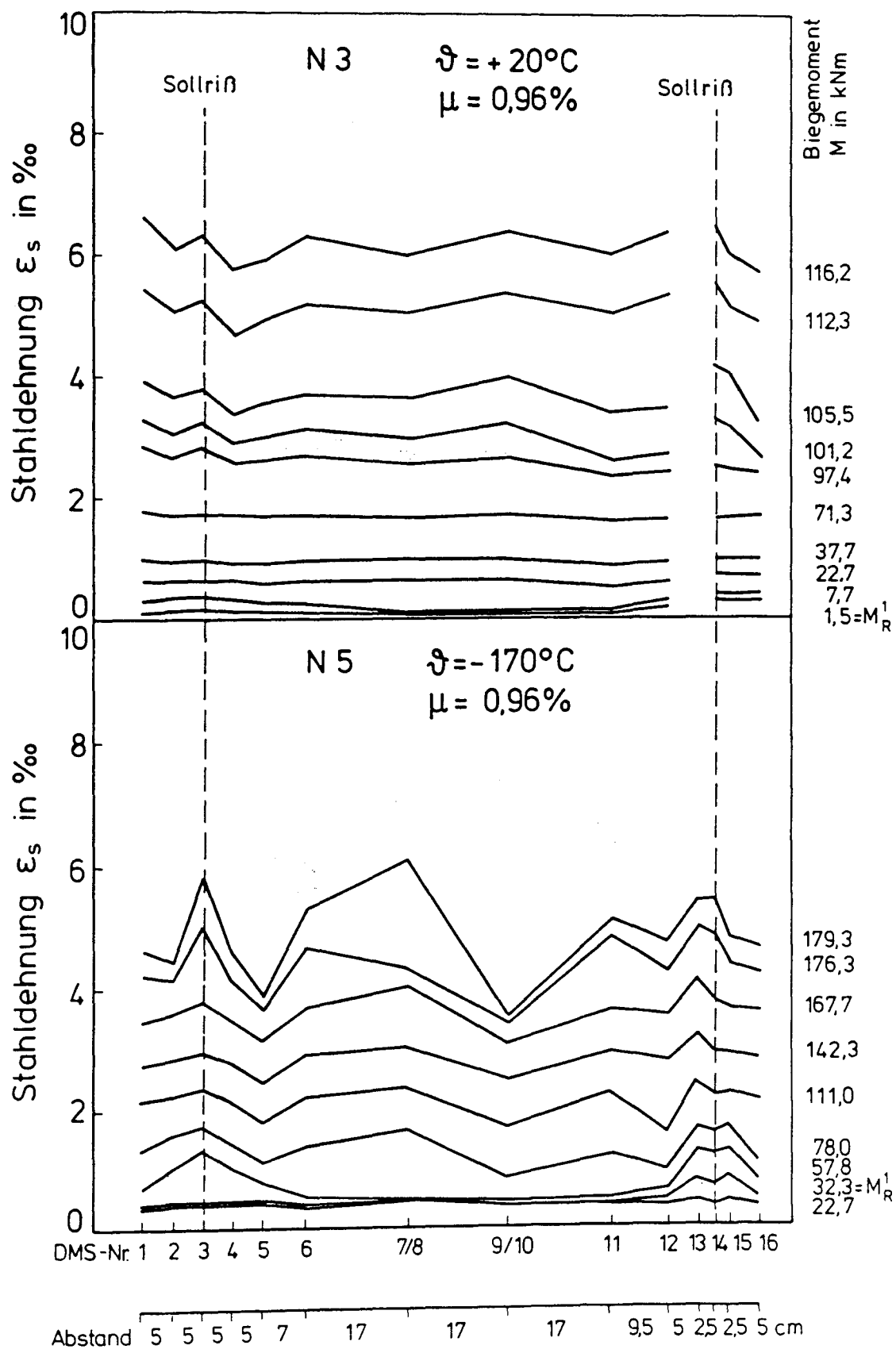


Bild 5.63: Gemessene Stahldehnungen entlang der Stabachse 2 der Versuchskörper N 3 ( $\vartheta = +20^{\circ}\text{C}$ ) und N 5 ( $\vartheta = -170^{\circ}\text{C}$ ) bei unterschiedlicher Beanspruchung

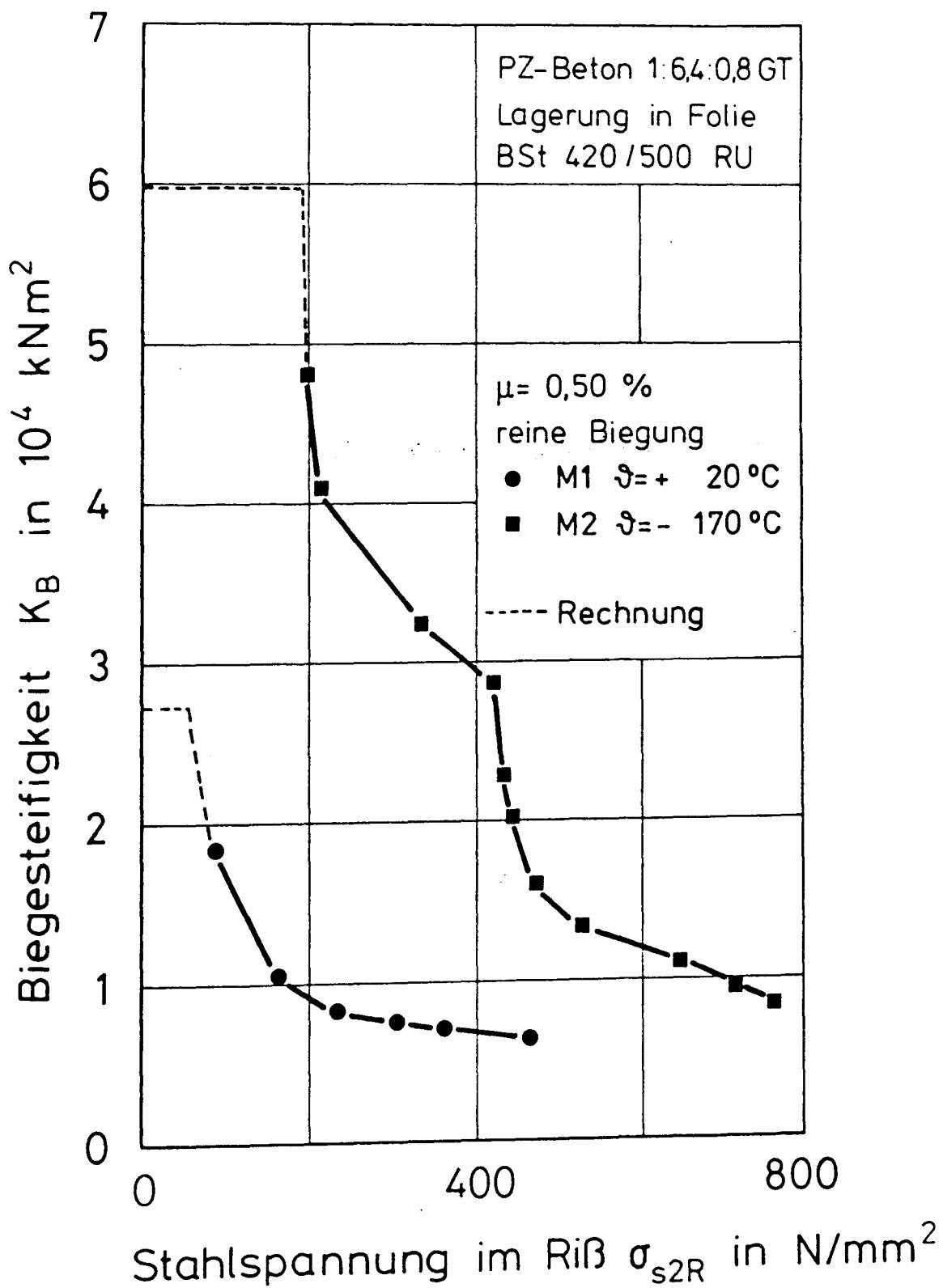


Bild 5.64: Gemessene Biegesteifigkeit der Versuchskörper M 1 und M 2  
in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

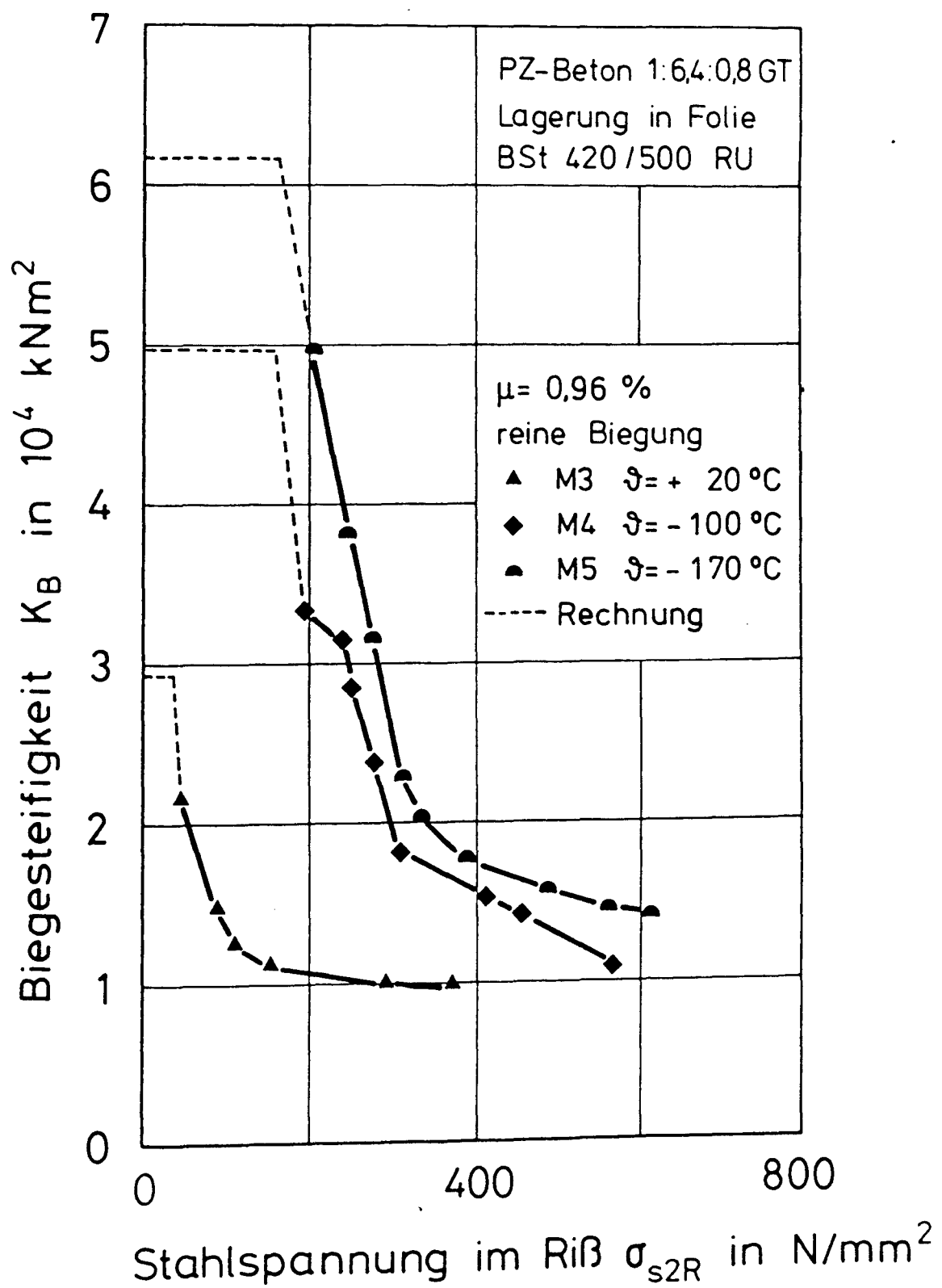


Bild 5.65: Gemessene Biegesteifigkeit der Versuchskörper M 3, M 4 und M 5 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

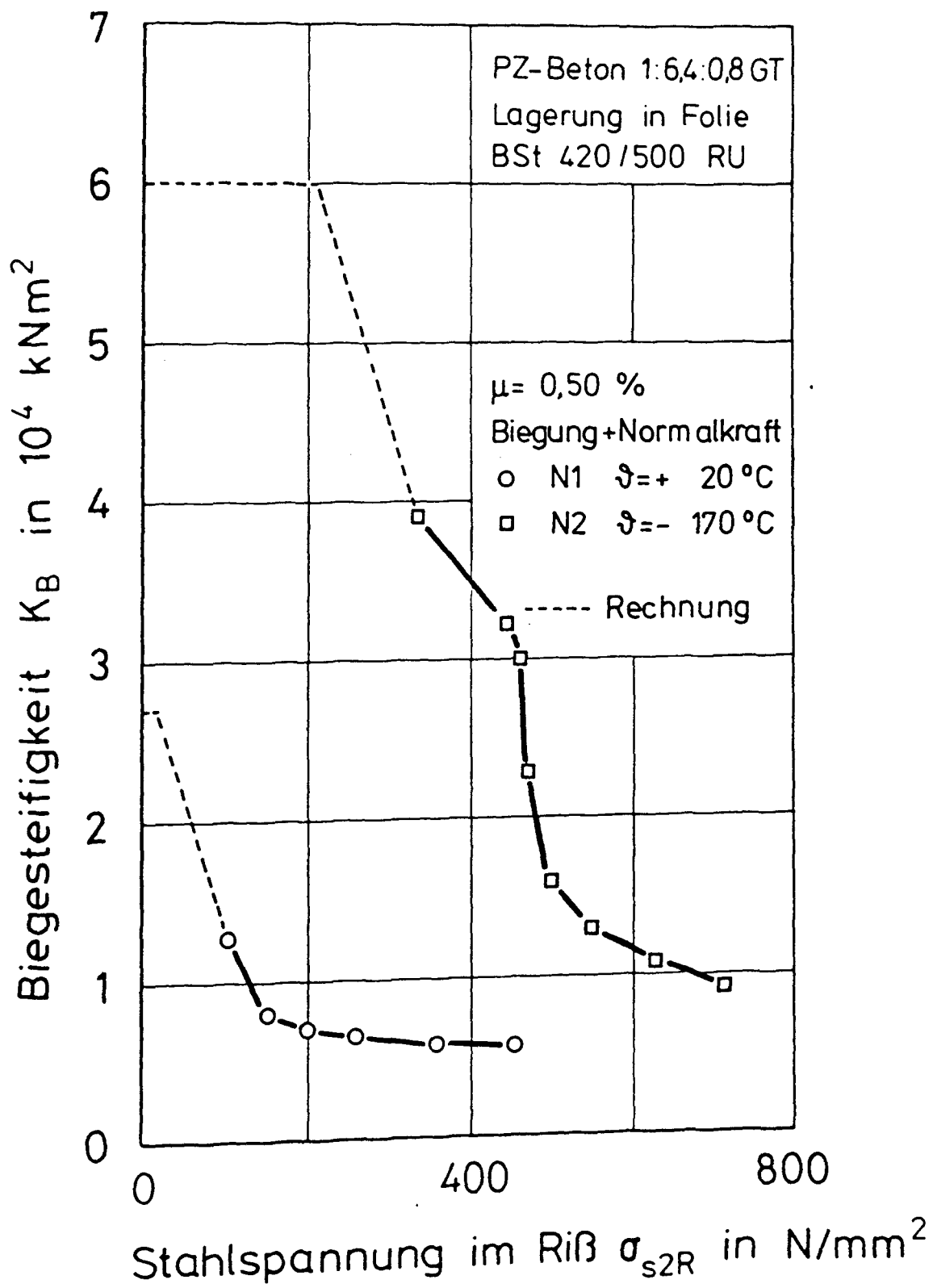


Bild 5.66: Gemessene Biegesteifigkeit der Versuchskörper N 1 und N 2  
in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

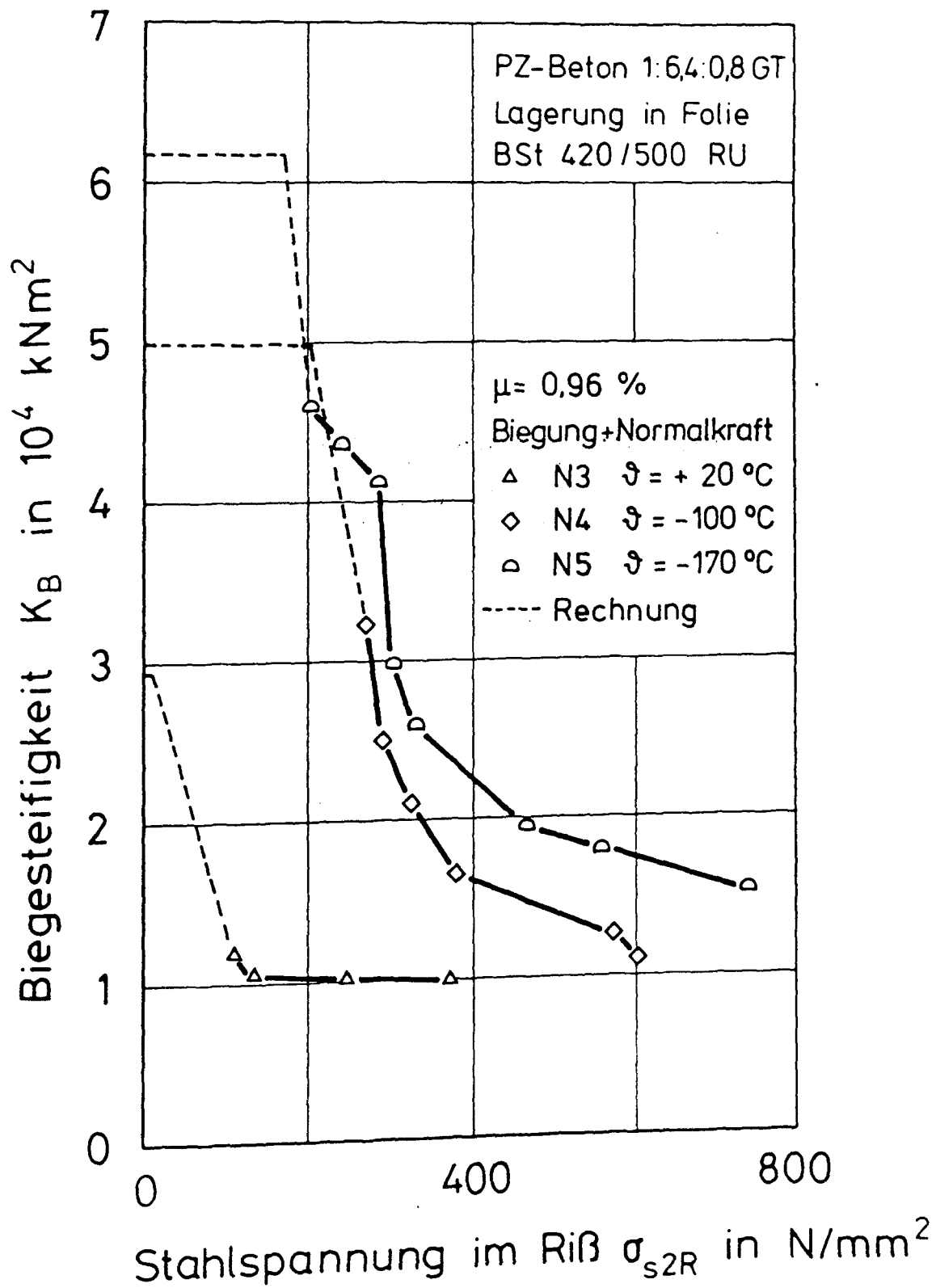


Bild 5.67: Gemessene Biegesteifigkeit der Versuchskörper N 3, N 4 und N 5 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß



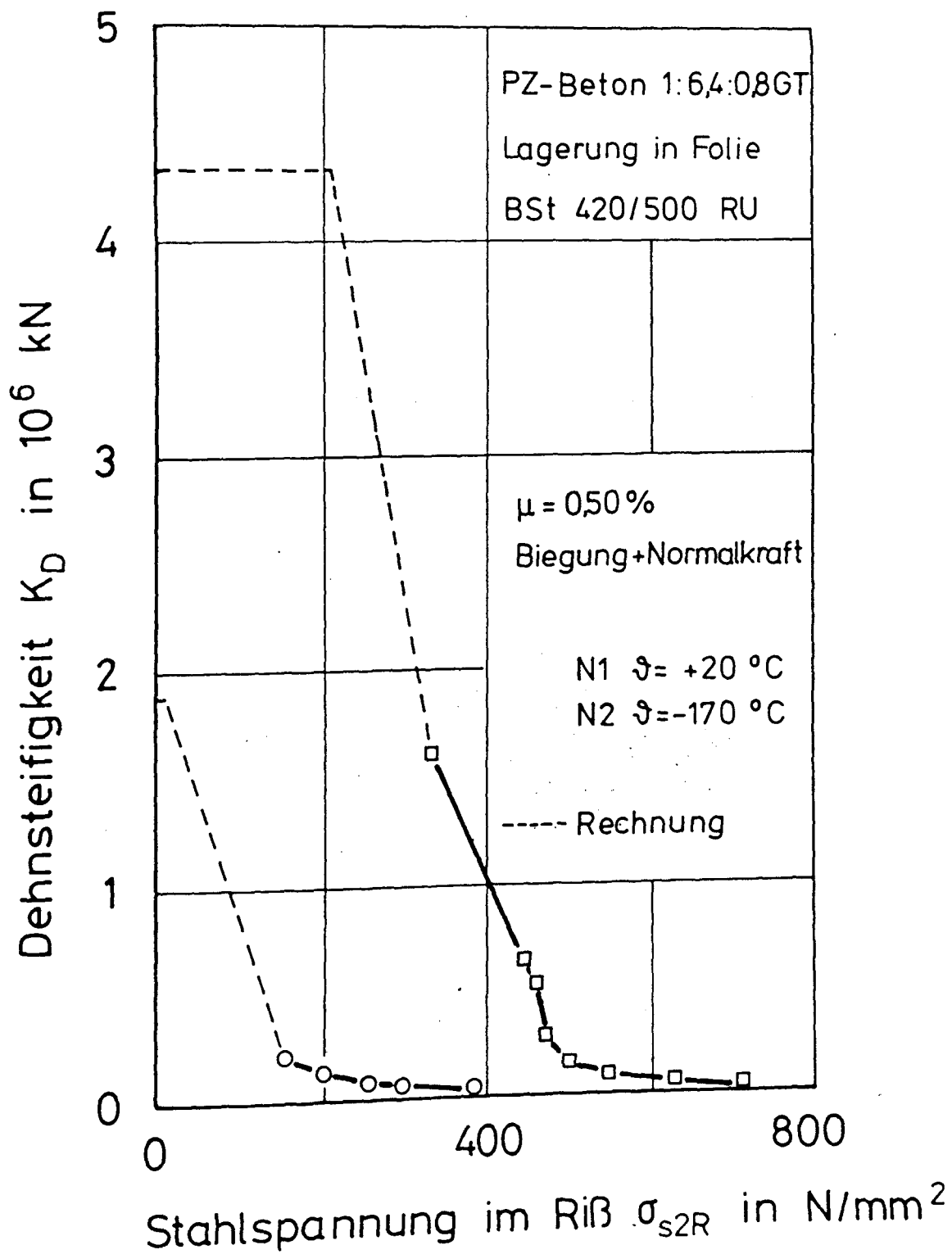


Bild 5.68: Gemessene Dehnsteifigkeit der Versuchskörper N 1 und N 2  
in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

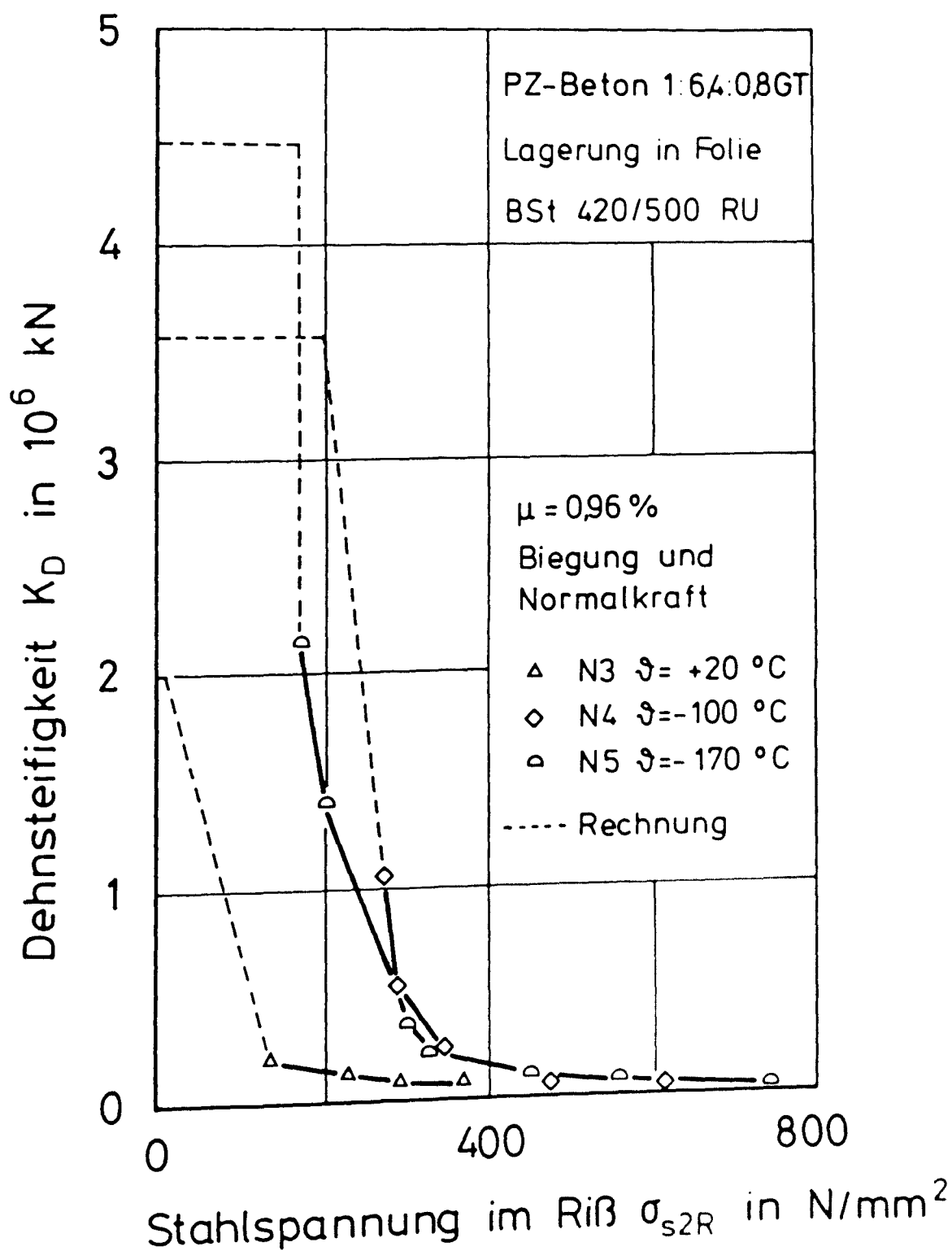


Bild 5.69: Gemessene Dehnsteifigkeit der Versuchskörper N 3, N 4 und N 5 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

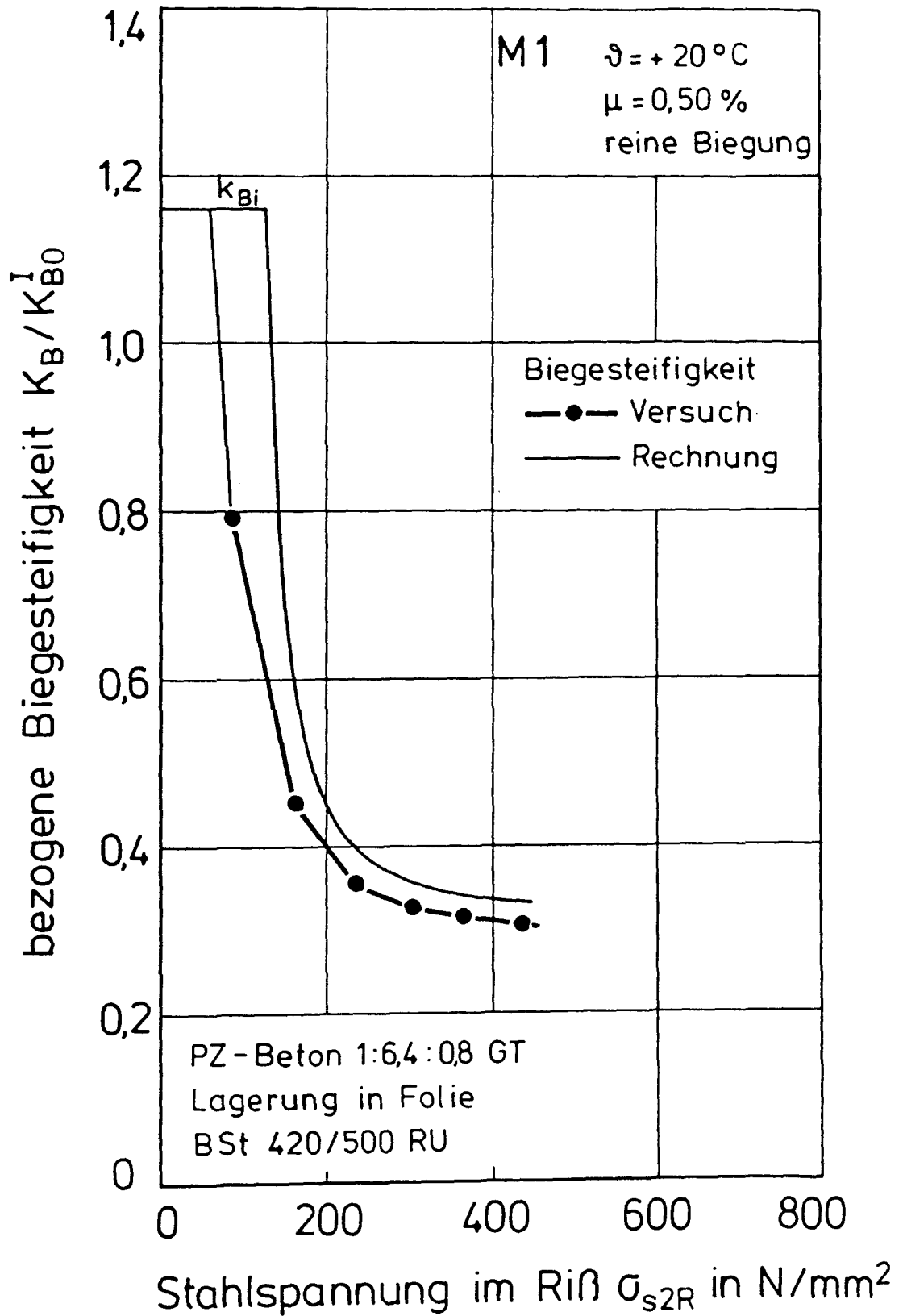


Bild 5.70: Bezogene Biegesteifigkeit von Versuchskörper M 1 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

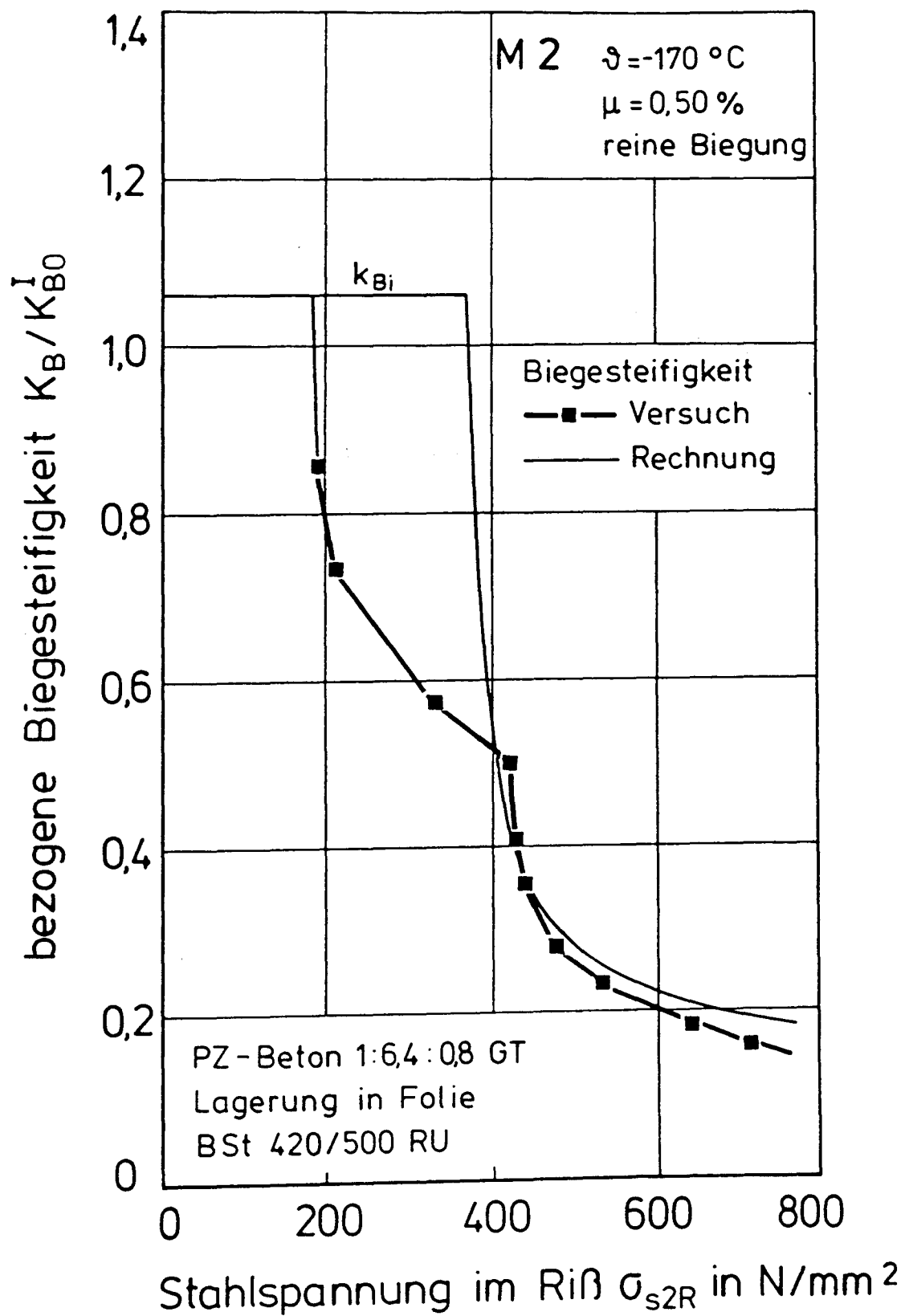


Bild 5.71: Bezogene Biegesteifigkeit von Versuchskörper M 2 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

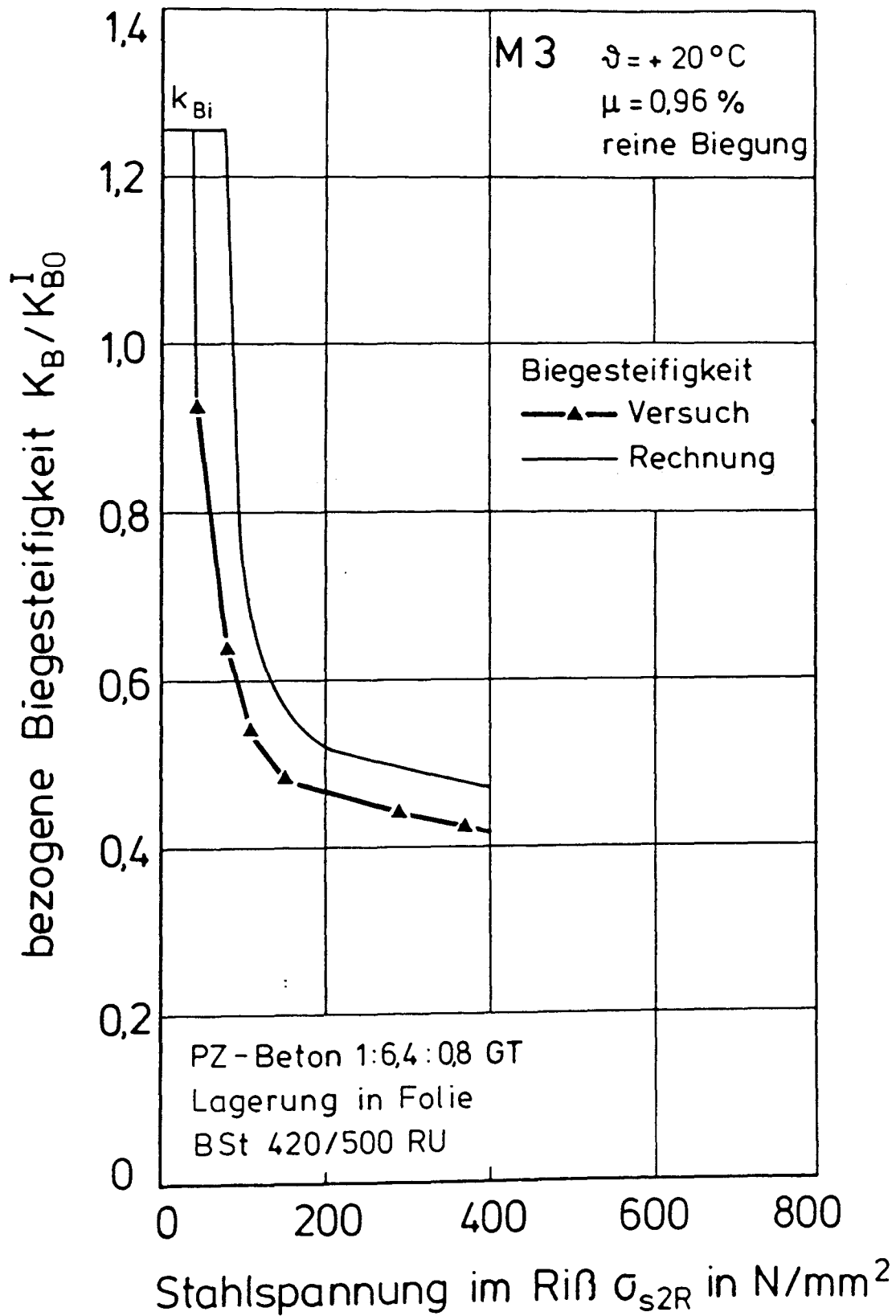


Bild 5.72: Bezogene Biegesteifigkeit von Versuchskörper M 3 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

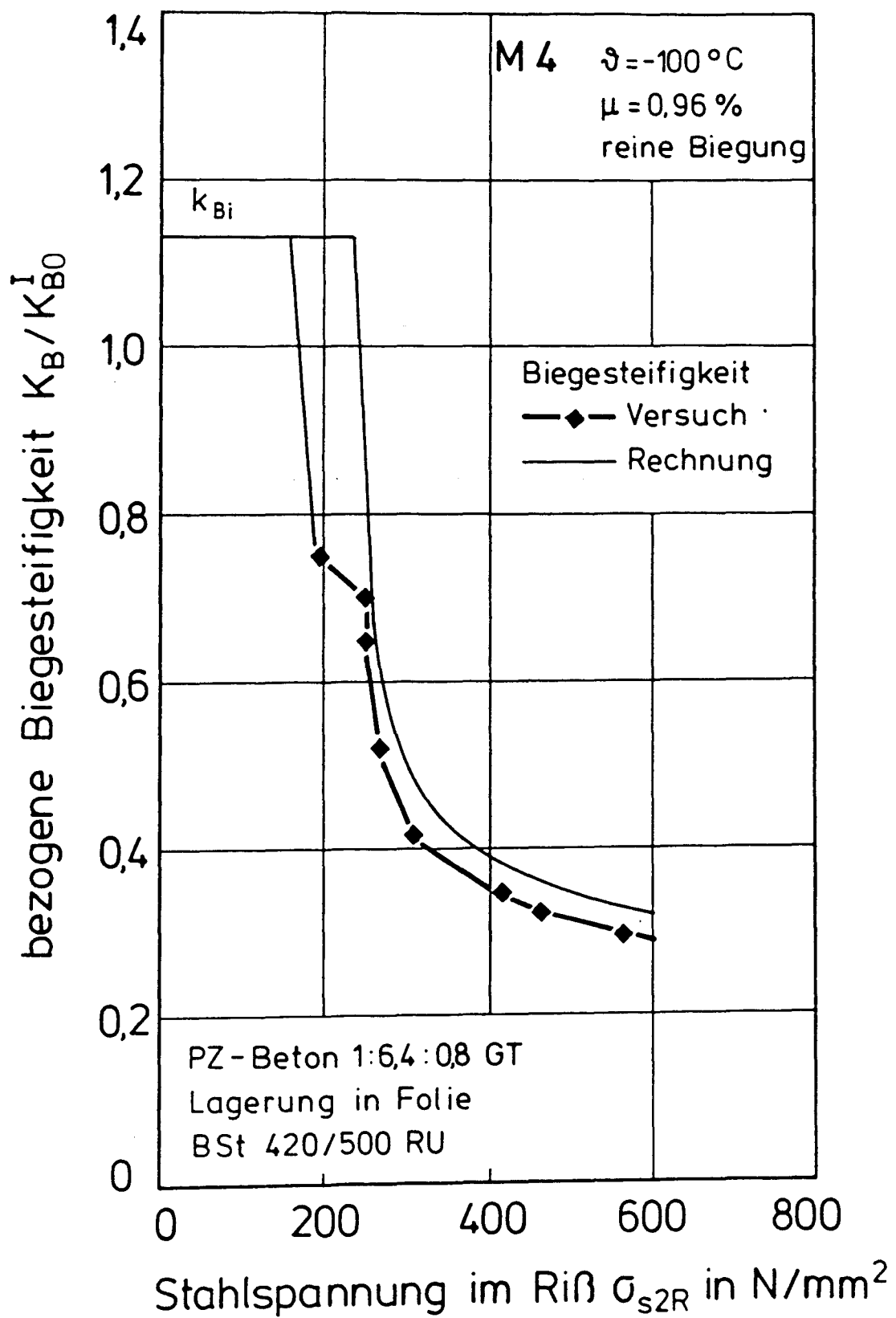


Bild 5.73: Bezogene Biegesteifigkeit von Versuchskörper M 4 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

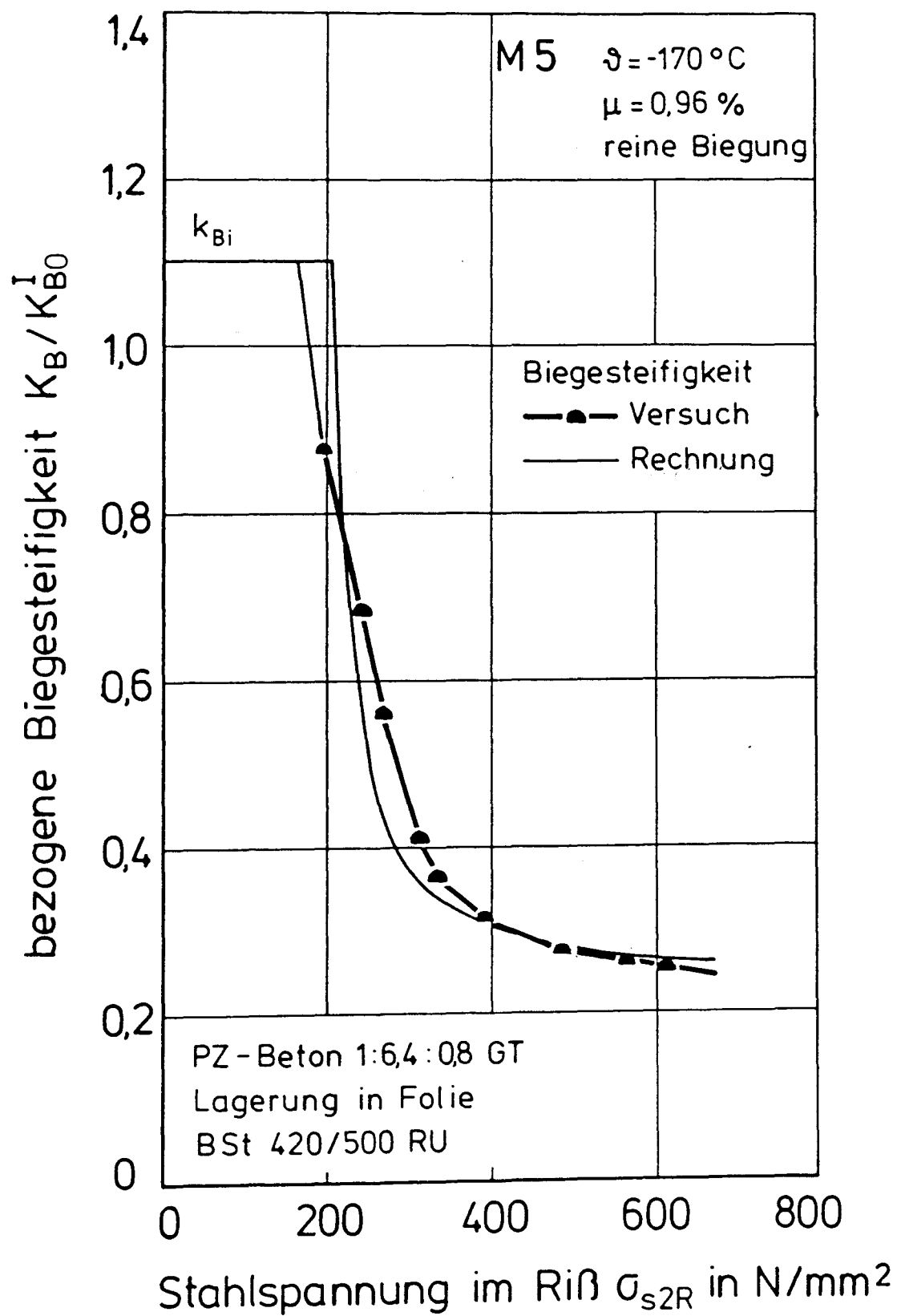


Bild 5.74: Bezogene Biegesteifigkeit von Versuchskörper M 5 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

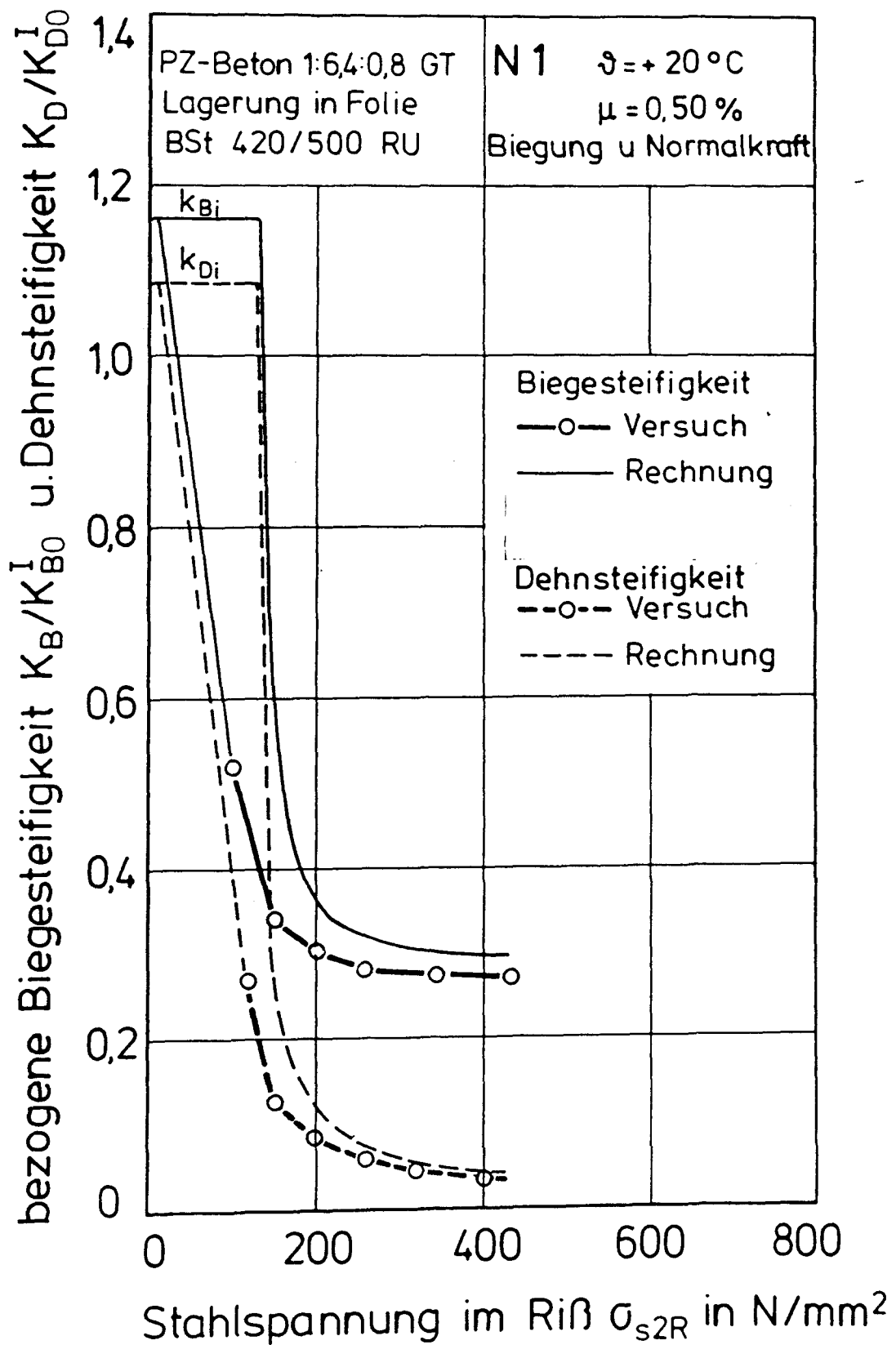


Bild 5.75: Bezogene Biege- und Dehnsteifigkeit von Versuchskörper N 1  
in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß



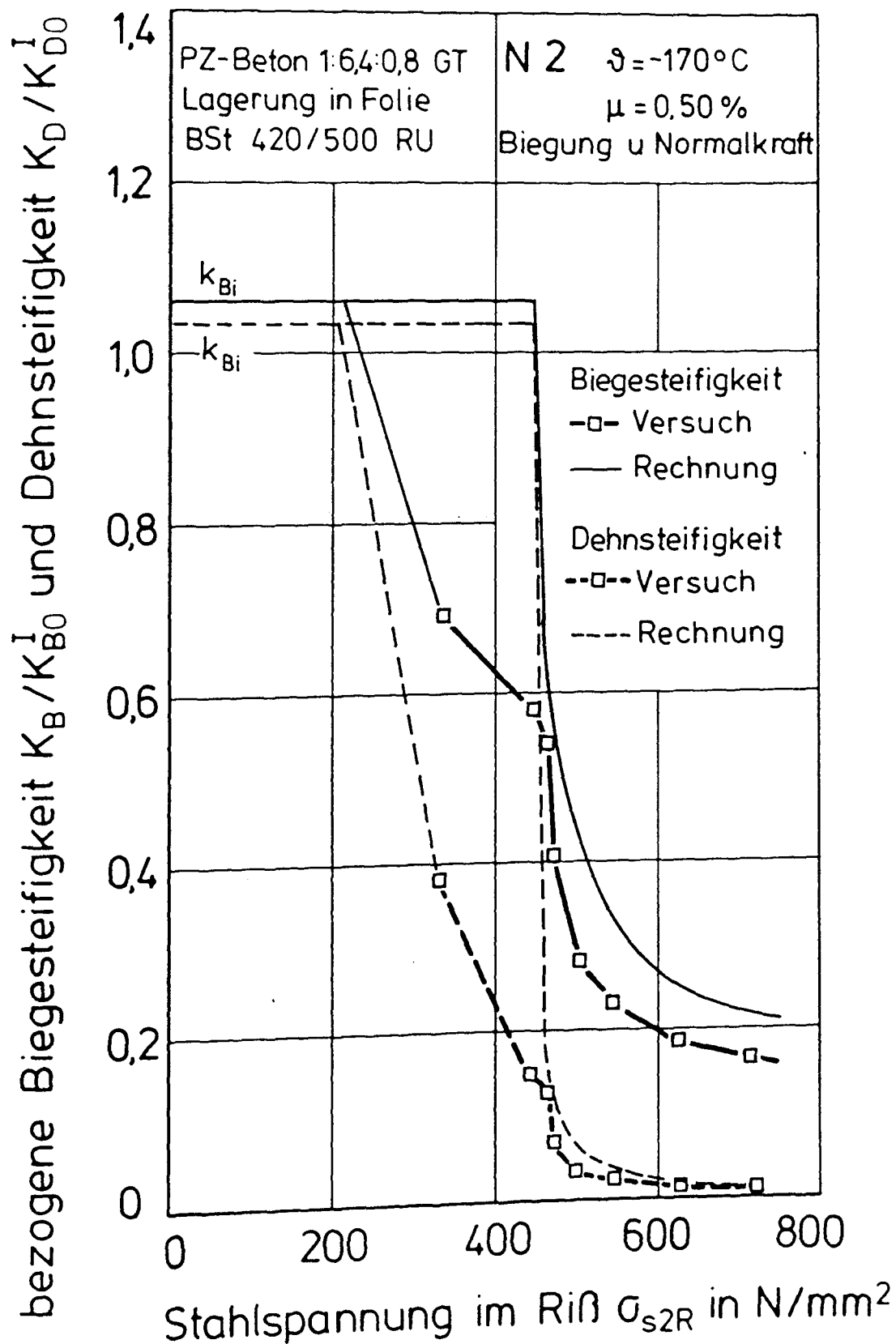


Bild 5.76: Bezogene Biege- und Dehnsteifigkeit von Versuchskörper N 2  
 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

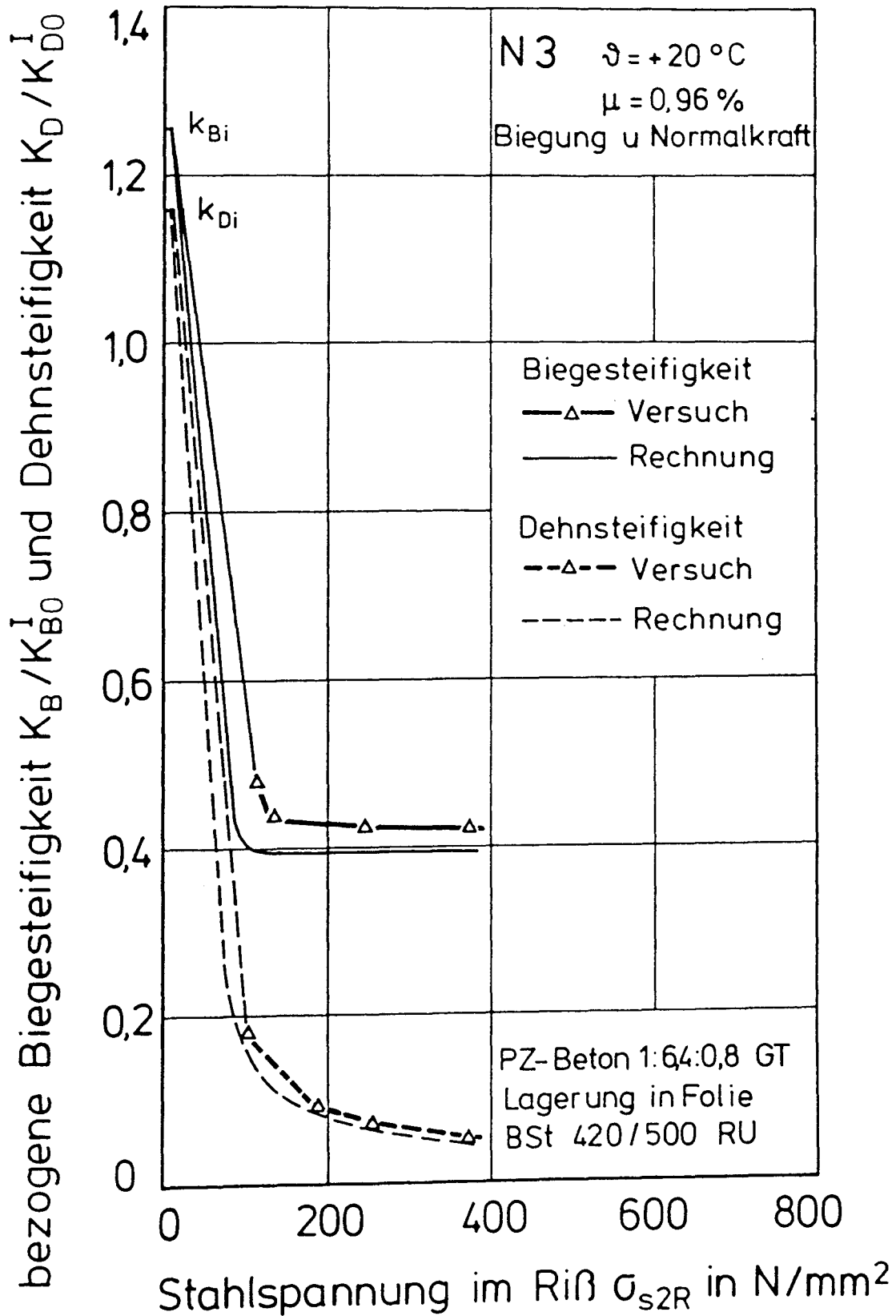


Bild 5.77: Bezogene Biege- und Dehnsteifigkeit von Versuchskörper N 3 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

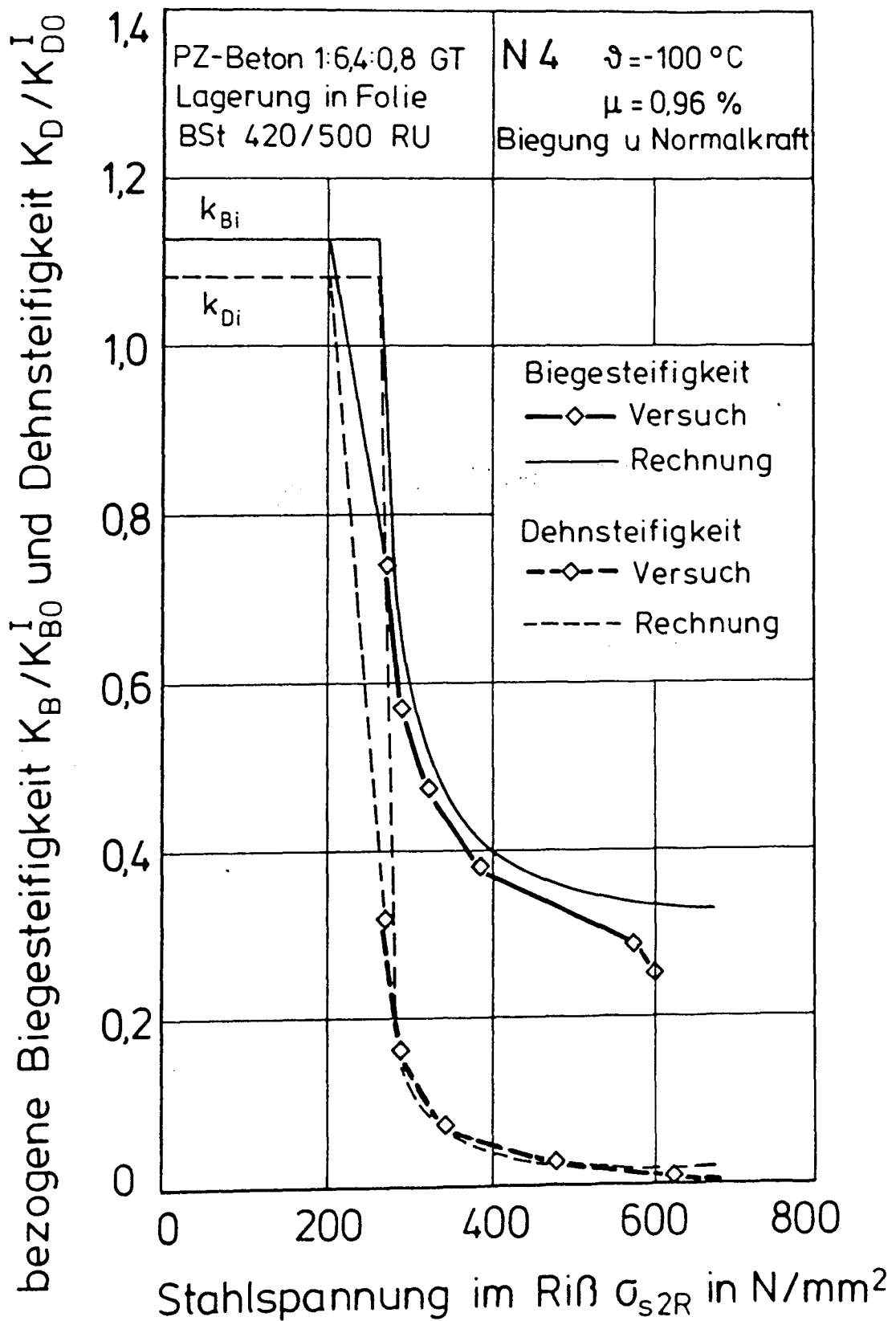


Bild 5.78: Bezogene Biege- und Dehnsteifigkeit von Versuchskörper N 4  
 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

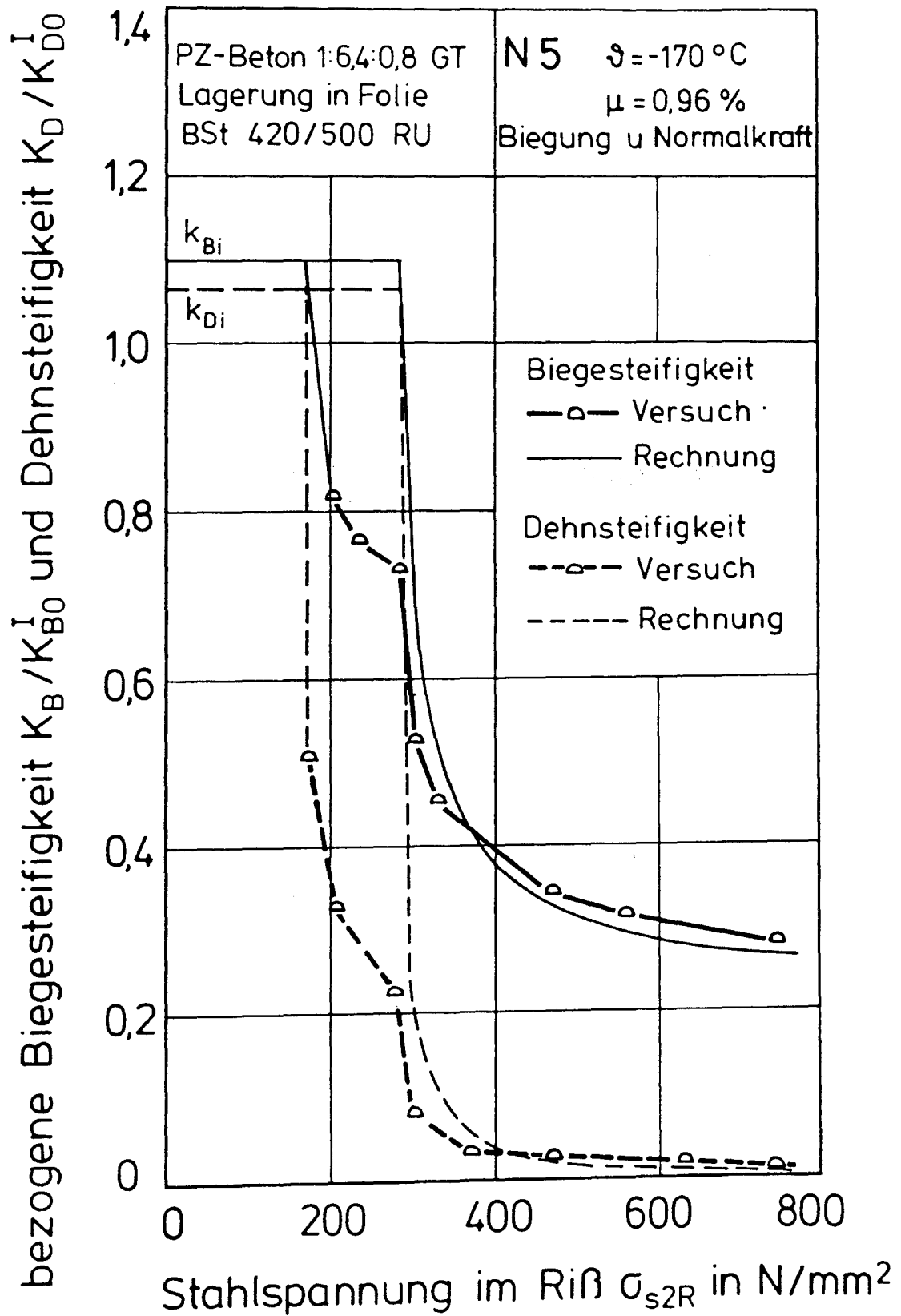


Bild 5.79: Bezogene Biege- und Dehnsteifigkeit von Versuchskörper N 5  
 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

# Seitenfläche

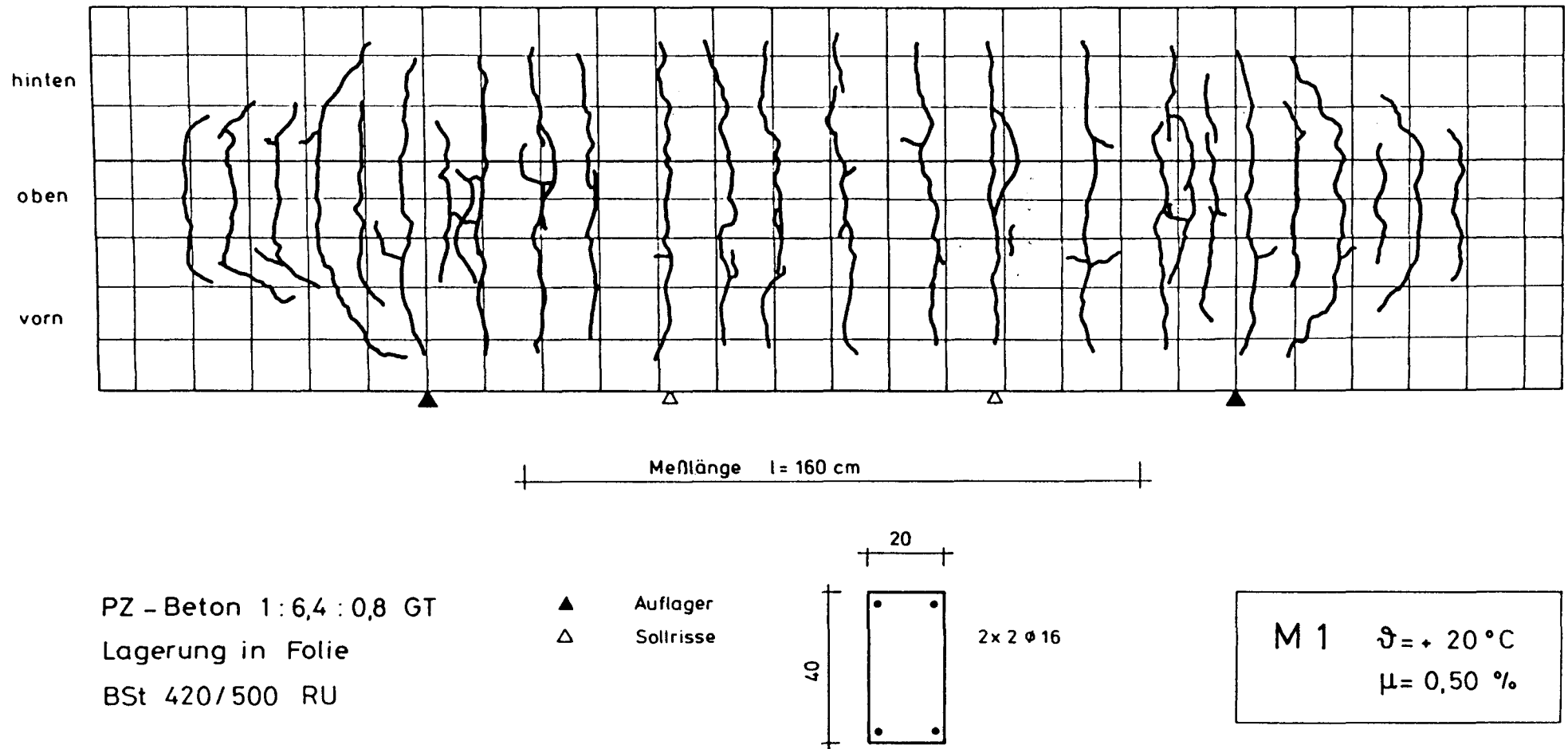


Bild 5.80: Rißbild des Versuchskörpers M 1 ( $T = +20 \text{ °C}$ ,  $\mu = 0,50 \text{ \%}$ ) nach abgeschlossener Rißbildung

Seitenfläche

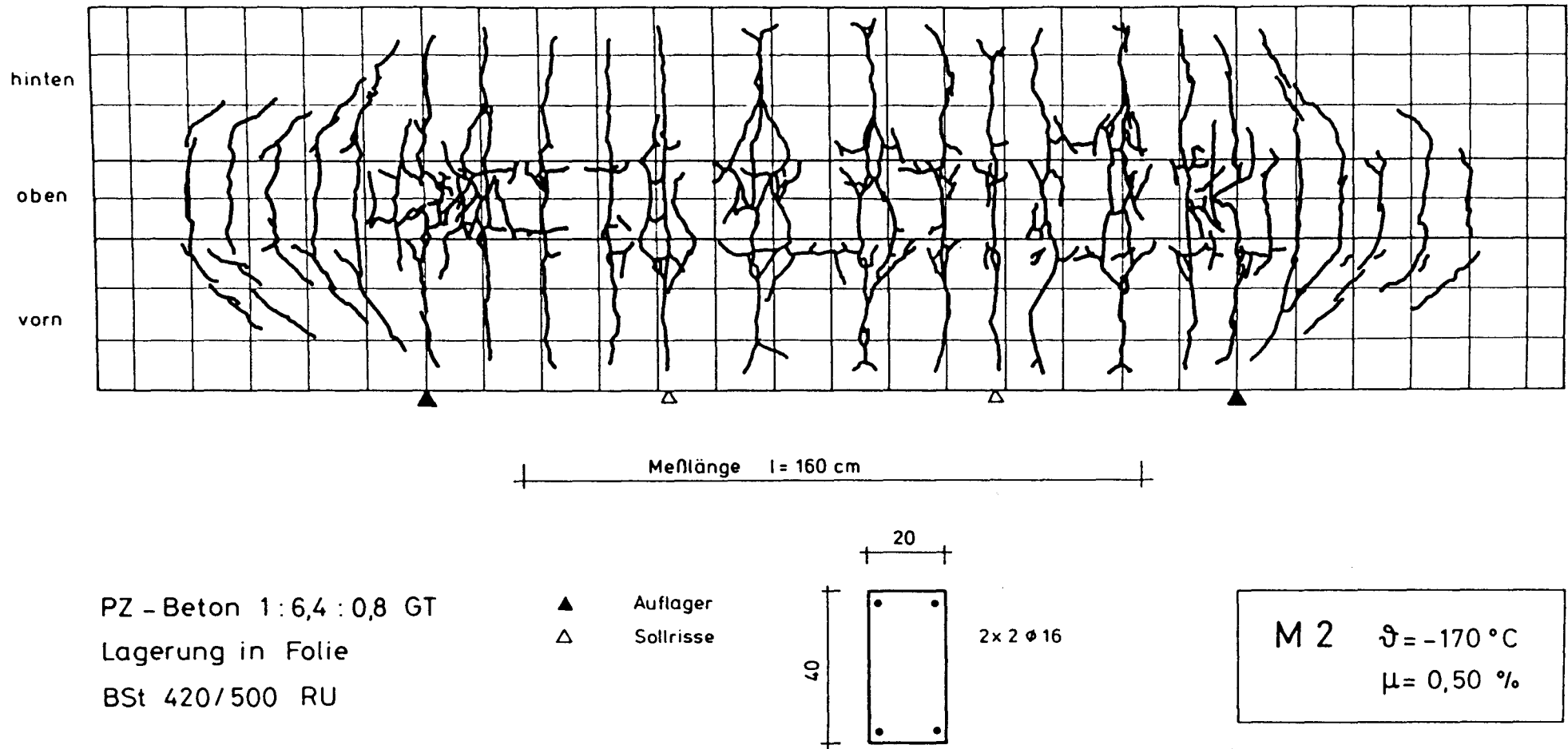


Bild 5.81: Rißbild des Versuchskörpers M 2 ( $\Theta = -170 \text{ °C}$ ,  $\mu = 0,50 \text{ ‰}$ ) nach abgeschlossener Rißbildung

Seitenfläche

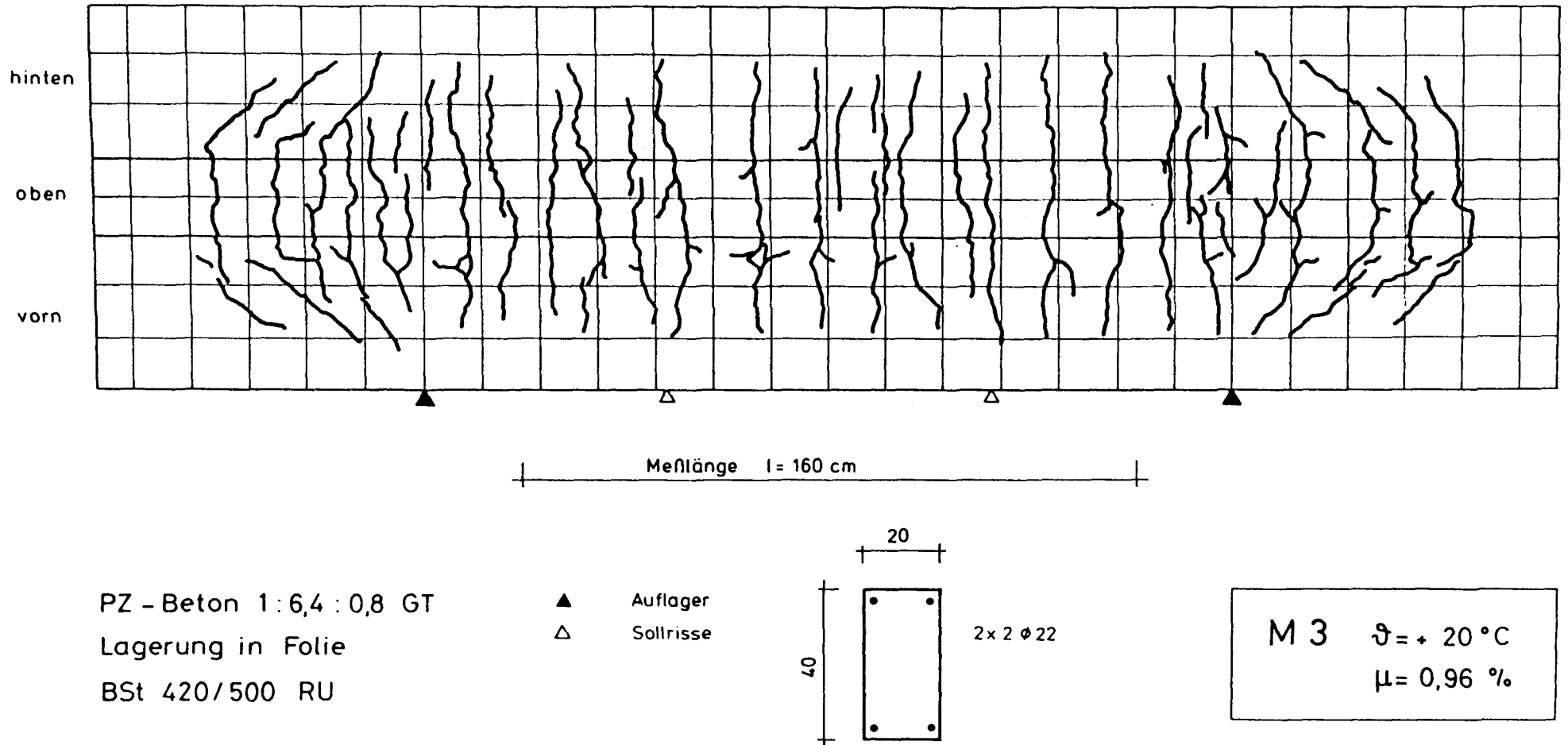


Bild 5.82: Rißbild des Versuchskörpers M 3 ( $\vartheta = +20^\circ\text{C}$ ,  $\mu = 0,96 \%$ ) nach abgeschlossener Rißbildung

Seitenfläche

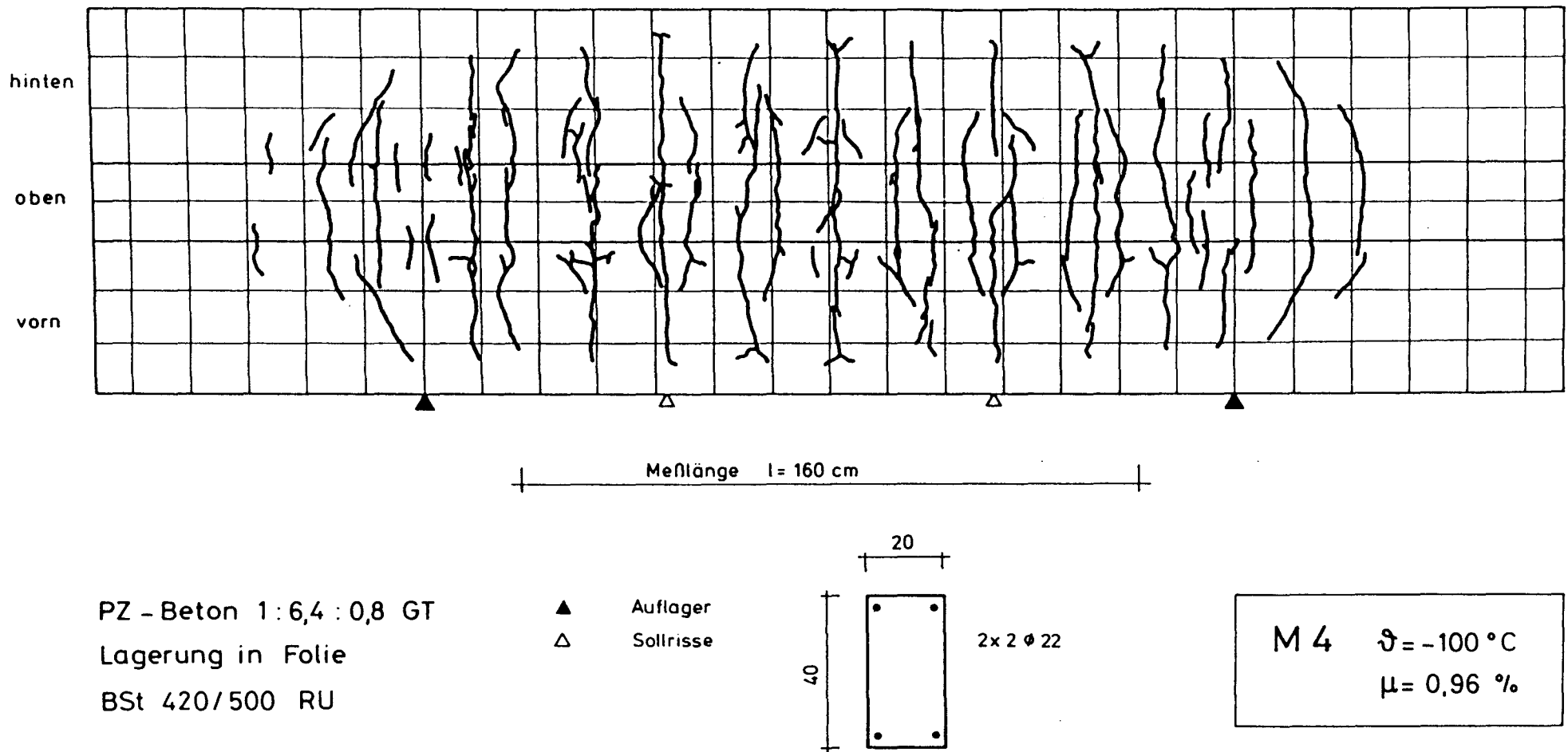


Bild 5.83: Rißbild des Versuchskörpers M 4 ( $\Theta = -100 \text{ °C}$ ,  $\mu = 0,96 \text{ ‰}$ ) nach abgeschlossener Rißbildung



Seitenfläche

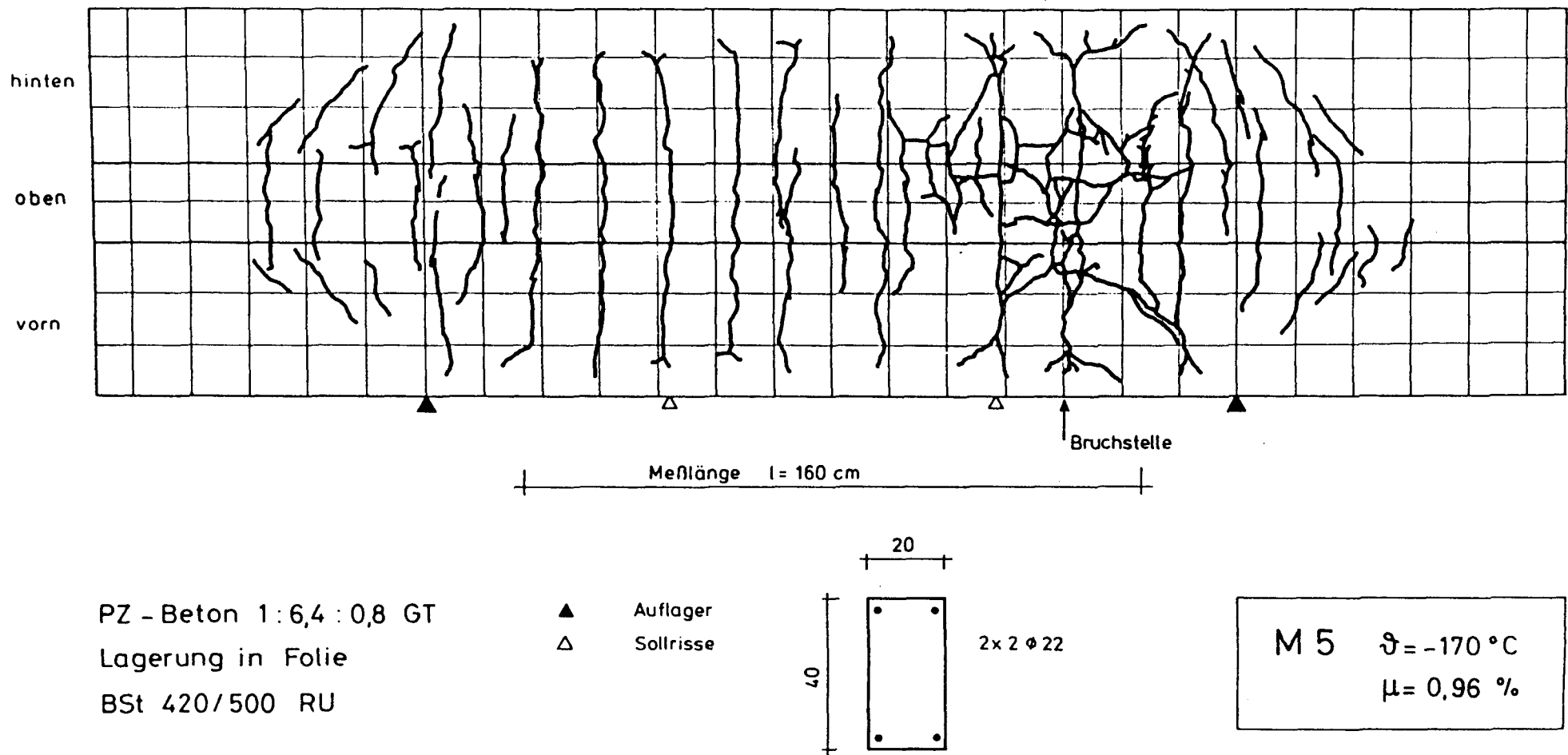


Bild 5.84: Rißbild des Versuchskörpers M 5 ( $\vartheta = -170^{\circ}\text{C}$ ,  $\mu = 0,96\text{ \%}$ ) nach abgeschlossener Rißbildung

Seitenfläche

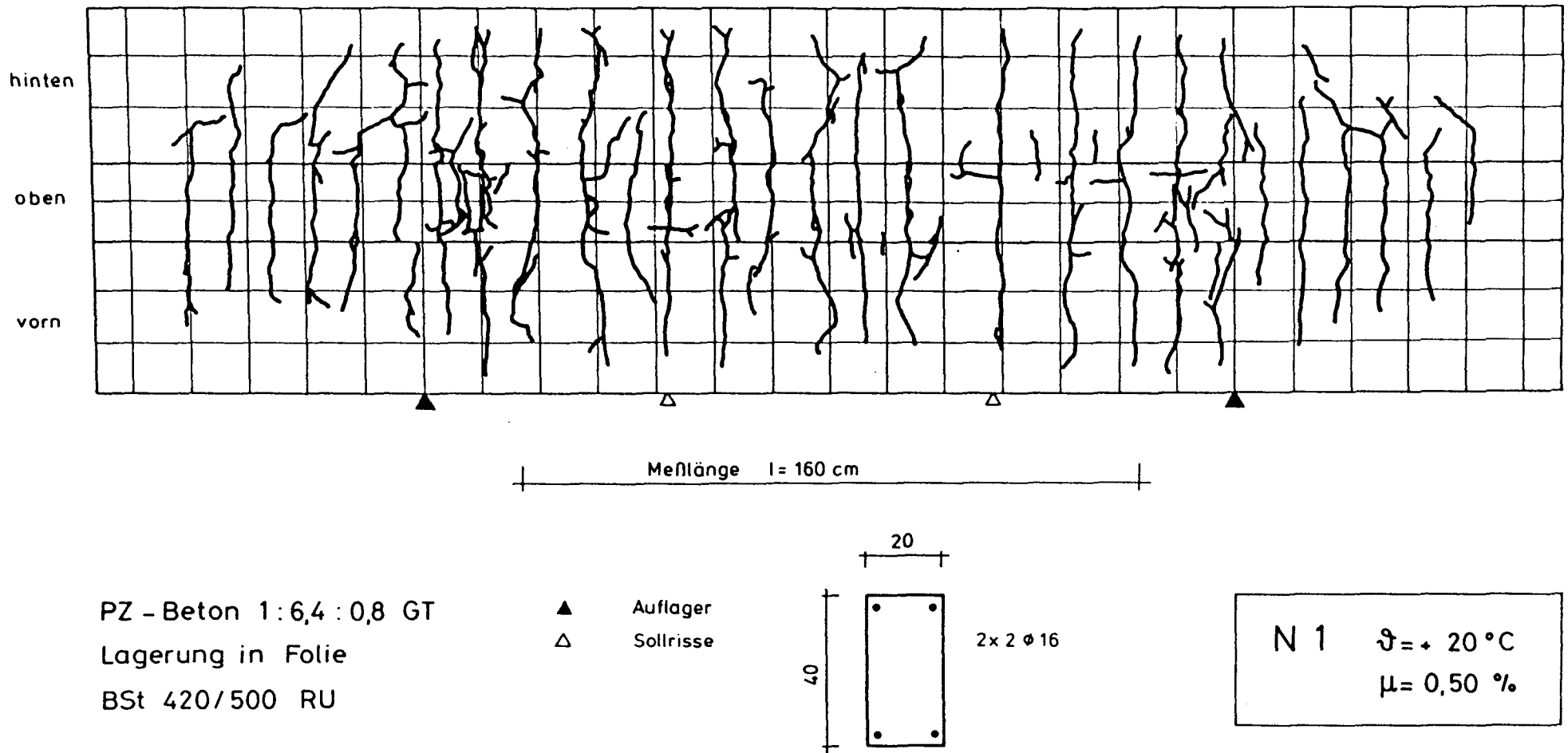


Bild 5.85: Rißbild des Versuchskörpers N 1 ( $\vartheta = +20^\circ \text{C}$ ,  $\mu = 0,50 \%$ ) nach abgeschlossener Rißbildung

Seitenfläche

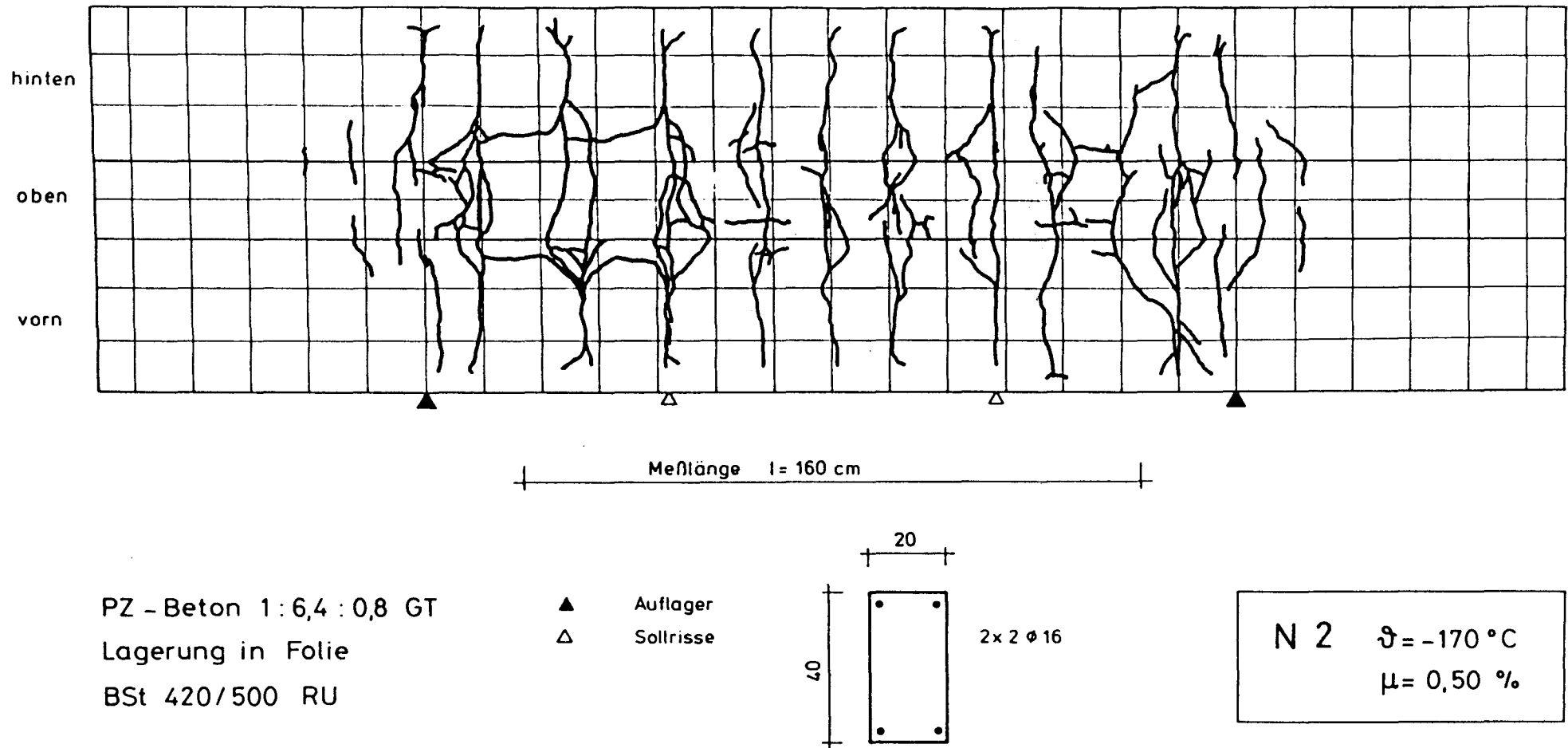


Bild 5.86: Rißbild des Versuchskörpers N 2 ( $\Theta = -170 \text{ °C}$ ,  $\mu = 0,50 \%$ ) nach abgeschlossener Rißbildung

# Seitenfläche

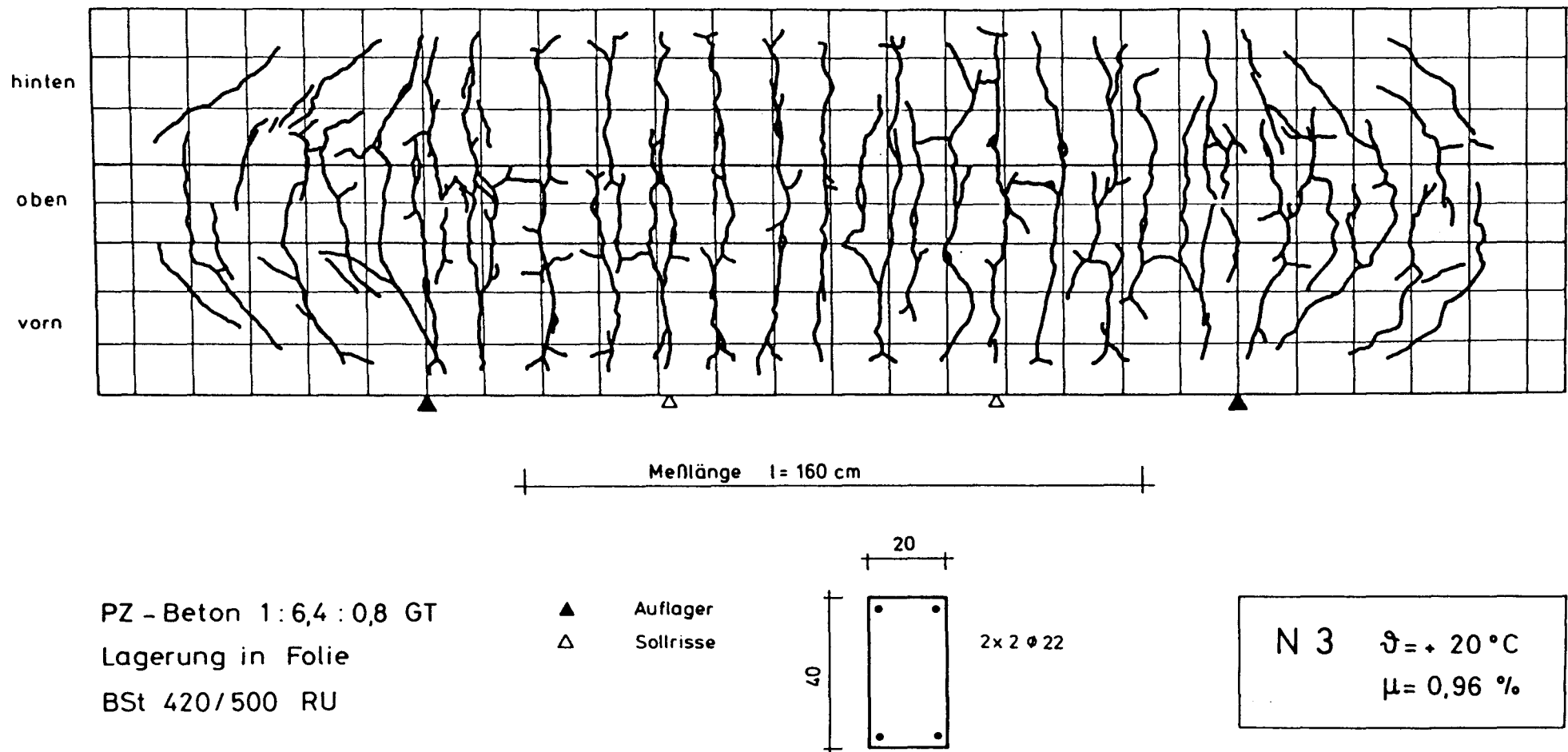


Bild 5.87: Rißbild des Versuchskörpers N 3 ( $\Theta = +20 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $\mu = 0,96 \%$ ) nach abgeschlossener Rißbildung

Seitenfläche

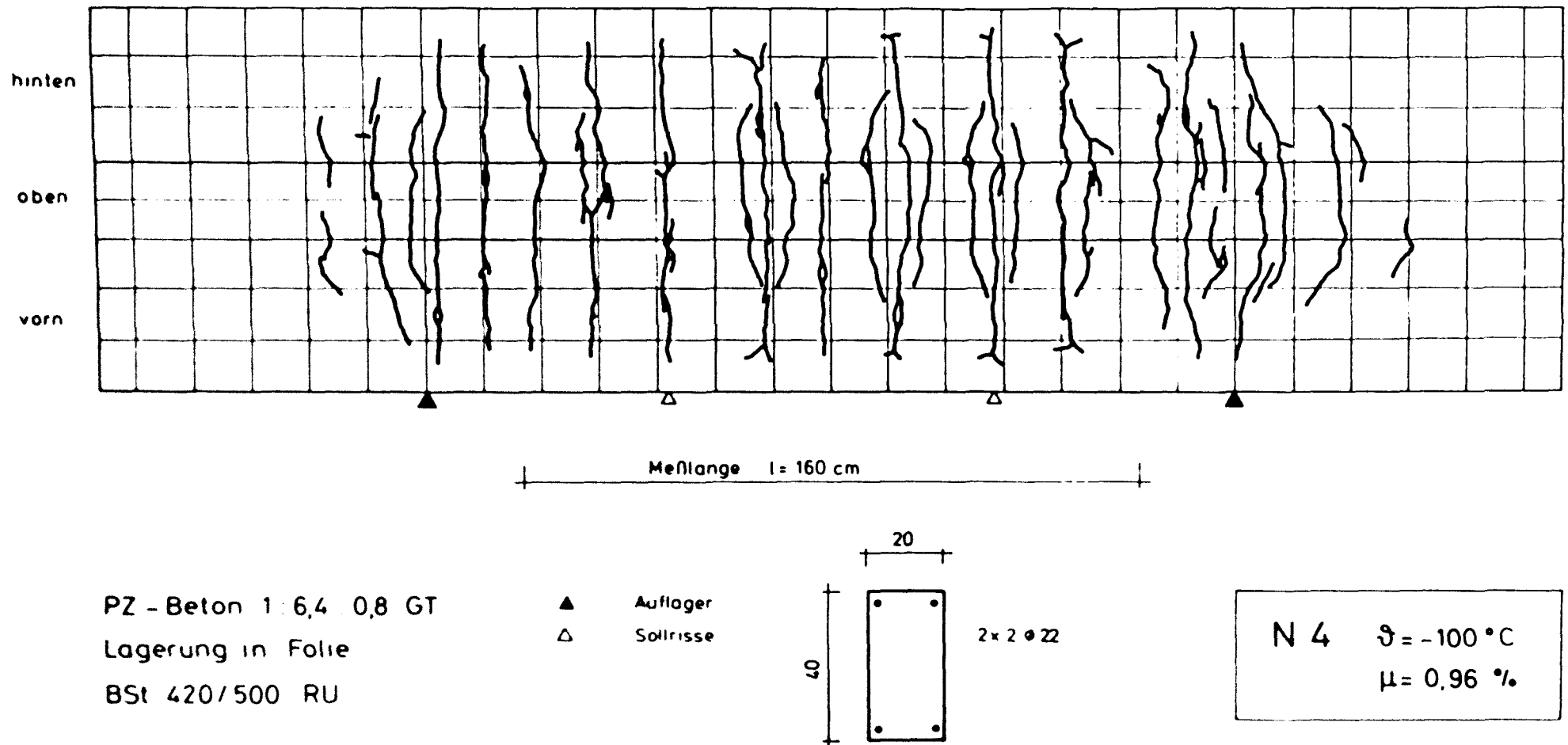


Bild 5.88: Rißbild des Versuchskörpers N 4 ( $\Theta = -100 \text{ °C}$ ,  $\mu = 0,96 \text{ ‰}$ ) nach abgeschlossener Rißbildung

Seitenfläche

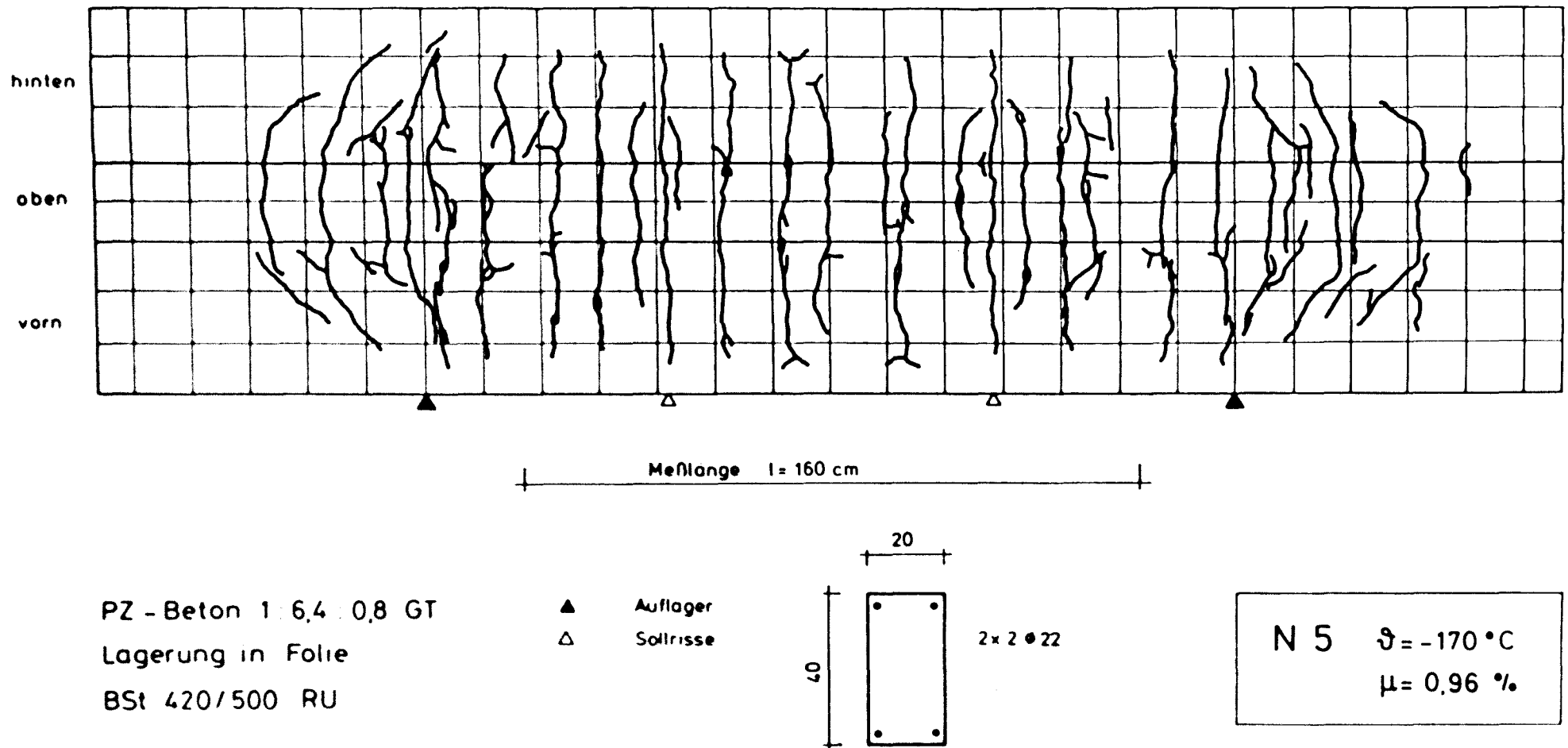
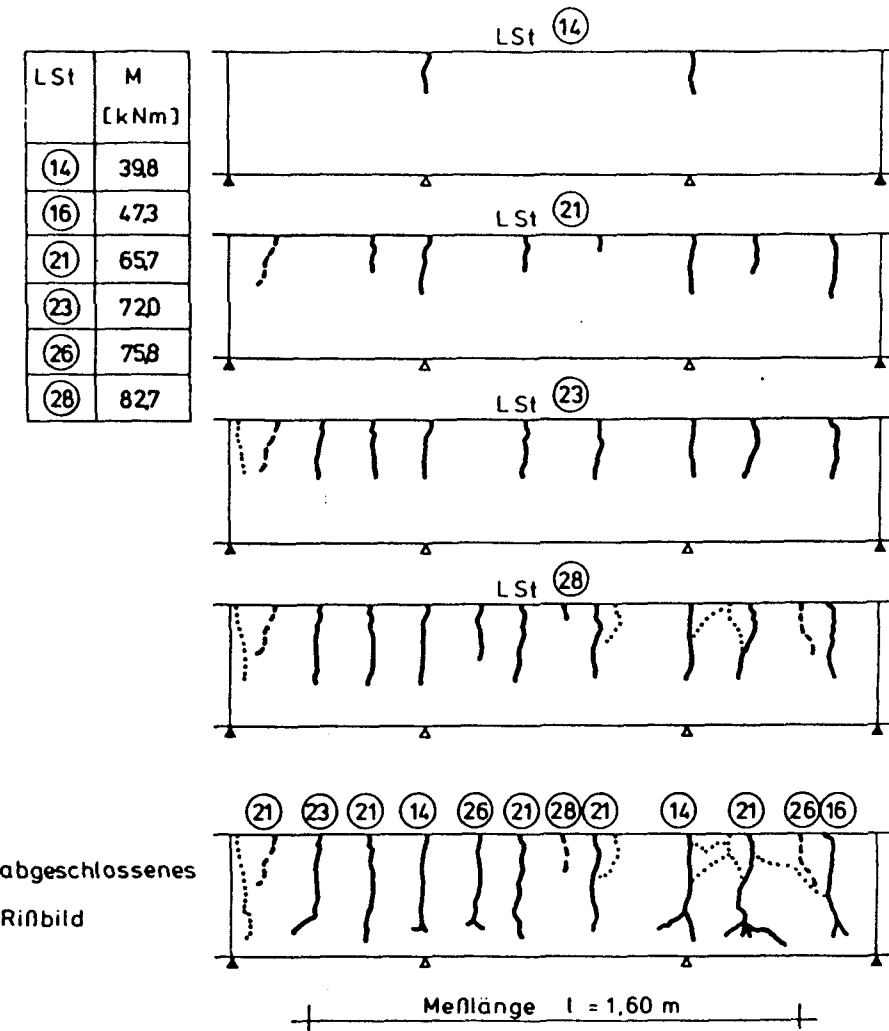
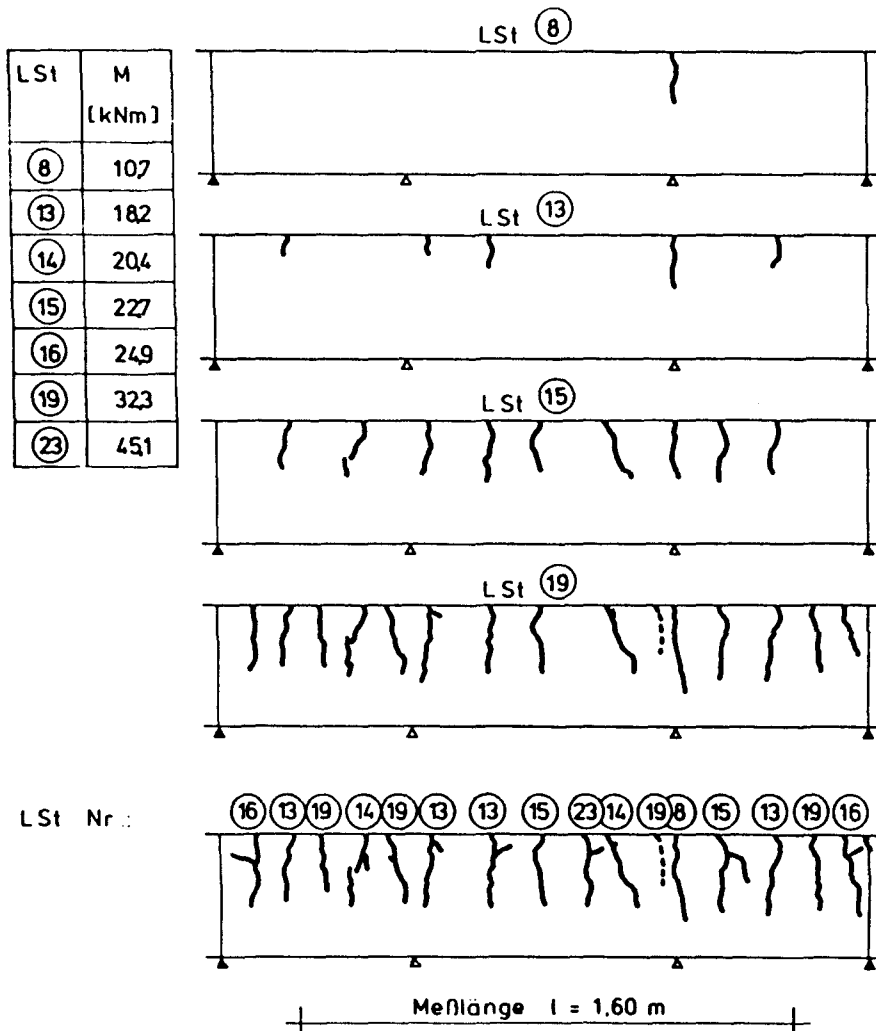


Bild 5.89: Rißbild des Versuchskörpers N 5 ( $\Theta = -170^\circ \text{C}$ ,  $\mu = 0.96 \%$ ) nach abgeschlossener Rißbildung

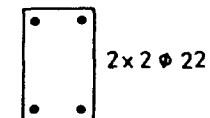




**M3**  $\vartheta = + 20^\circ\text{C}$   
 $\mu = 0,96 \%$

▲ Auflager  
 ▲ Sollrisse  
 ○ Laststufen-Nr.  
 Beginn der Rißbildung

— Hauptrisse  
 --- Nebenrisse  
 ..... Risse, die nicht de-  
 tektiert werden konnten



**M5**  $\vartheta = -170^\circ\text{C}$   
 $\mu = 0,96 \%$

Bild 5.91: Entwicklung des Rißbildes der Versuchskörper M 3 und M 5



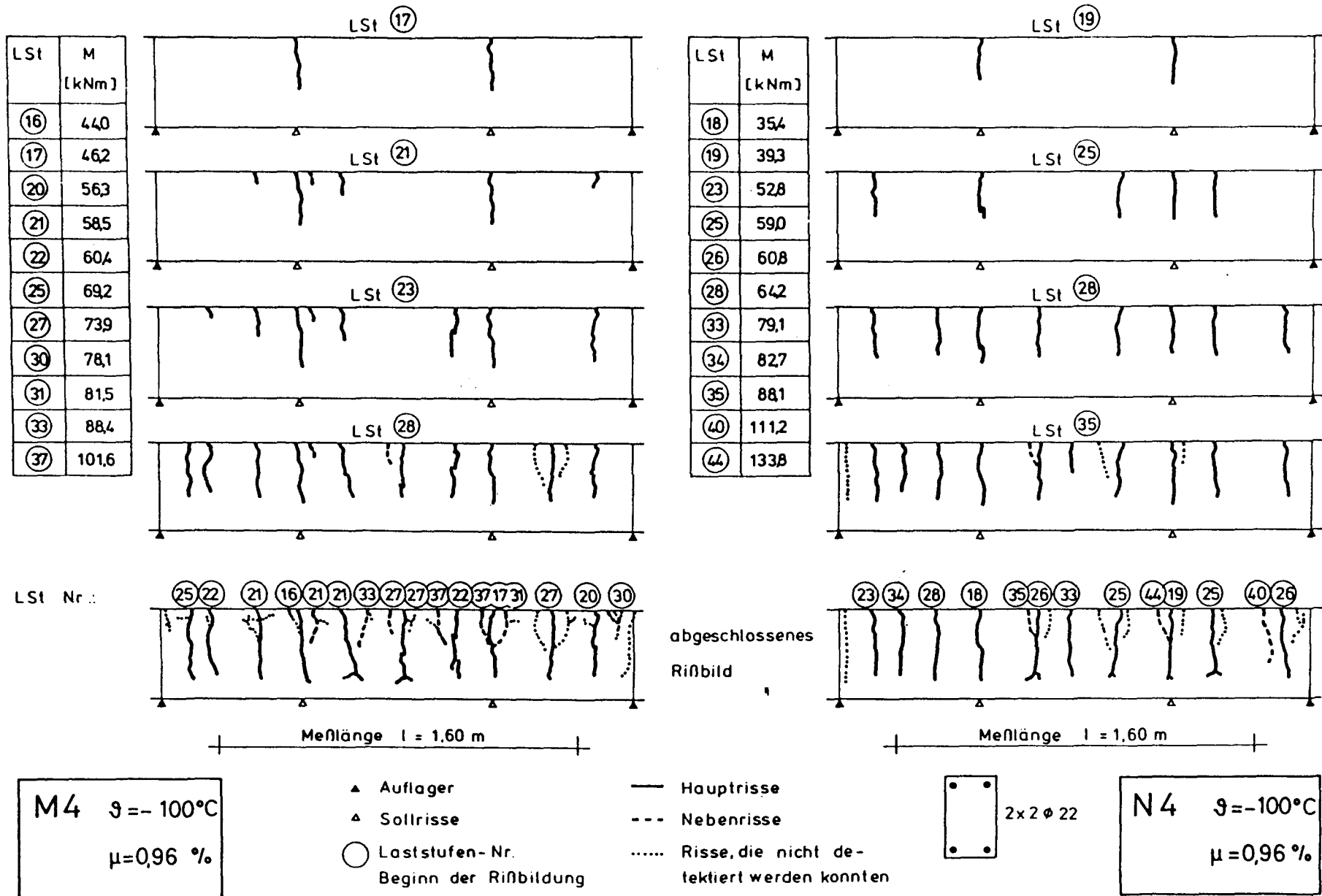
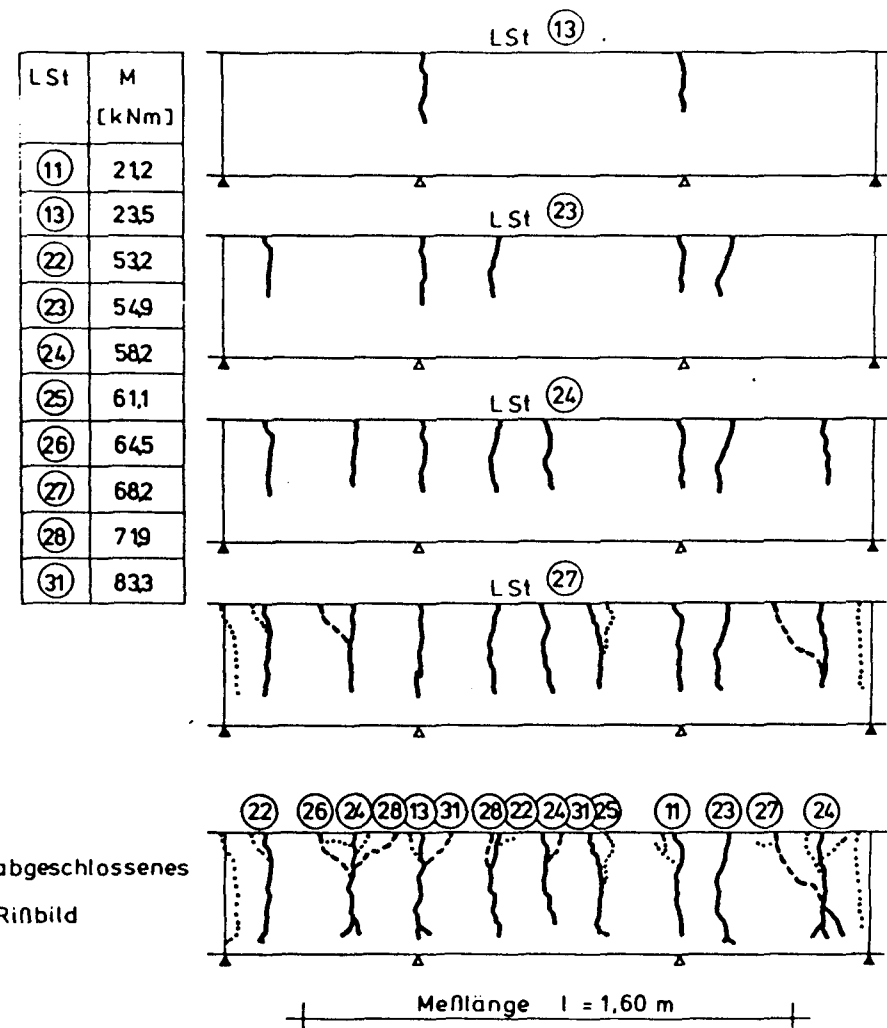
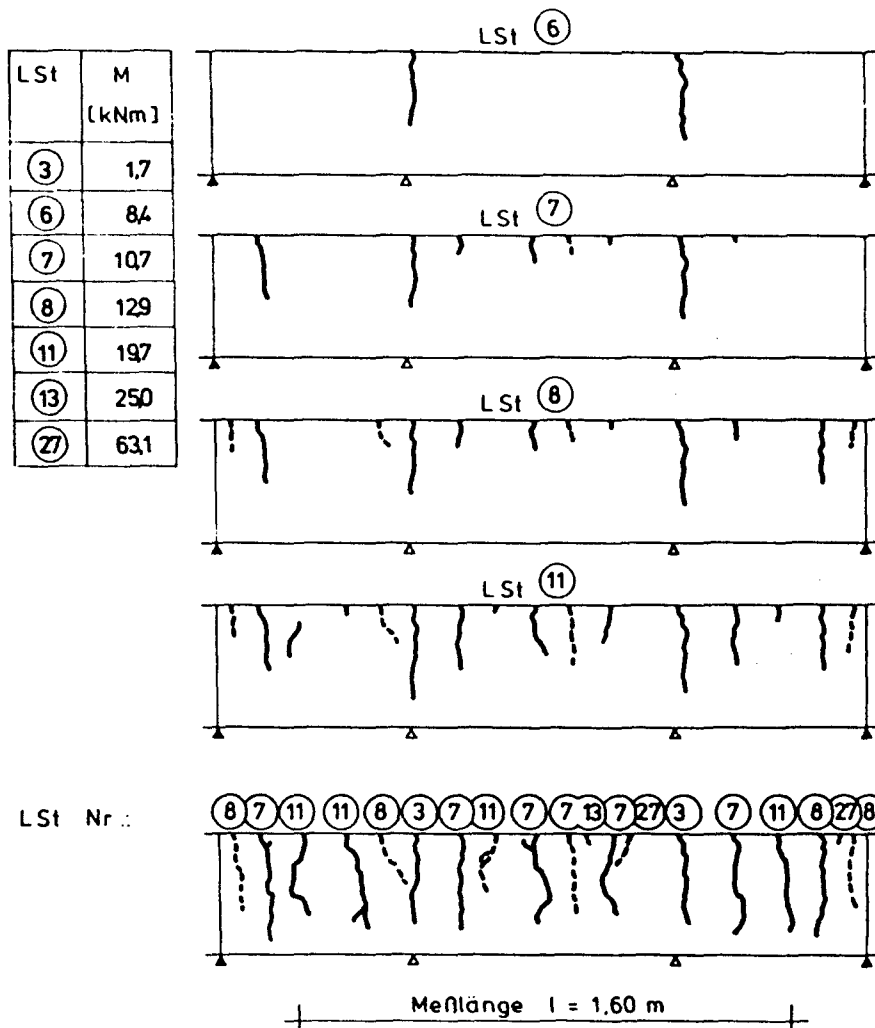


Bild 5.92: Entwicklung des Rißbildes der Versuchskörper M 4 und N 4



abgeschlossenes  
Rißbild

**N 1**  $\vartheta = + 20^\circ\text{C}$   
 $\mu = 0,50 \%$

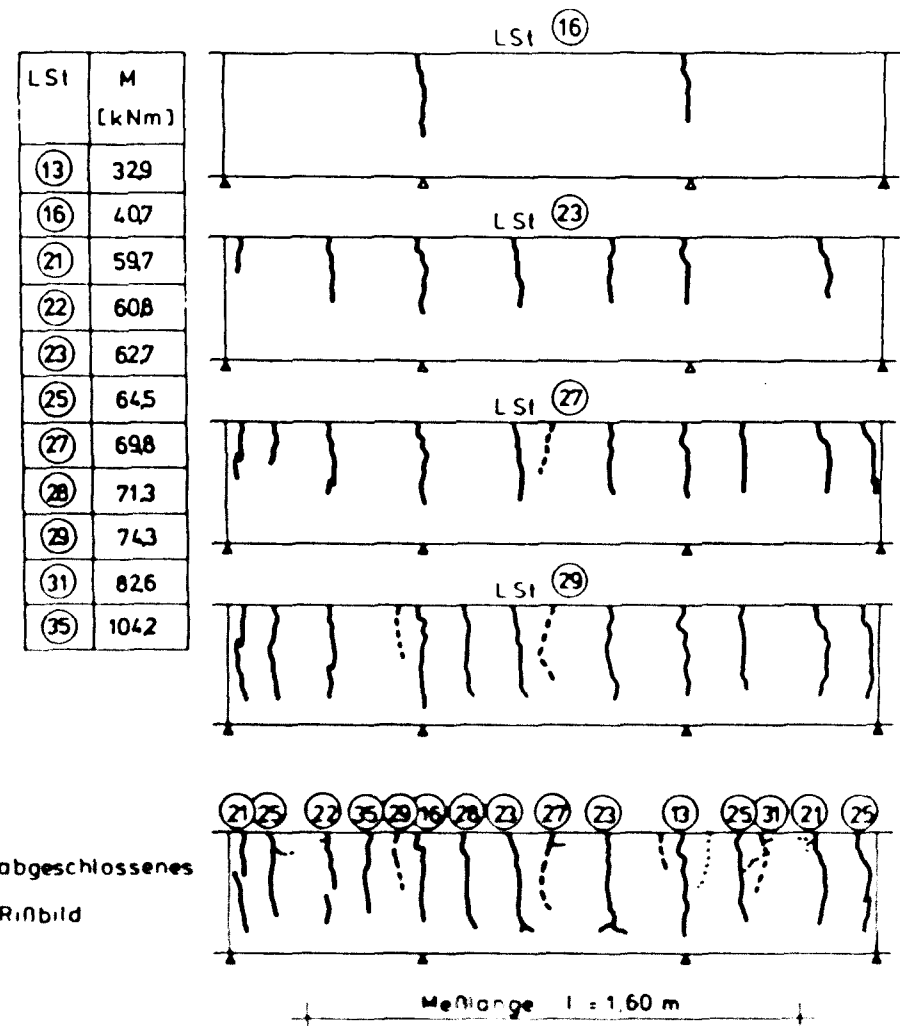
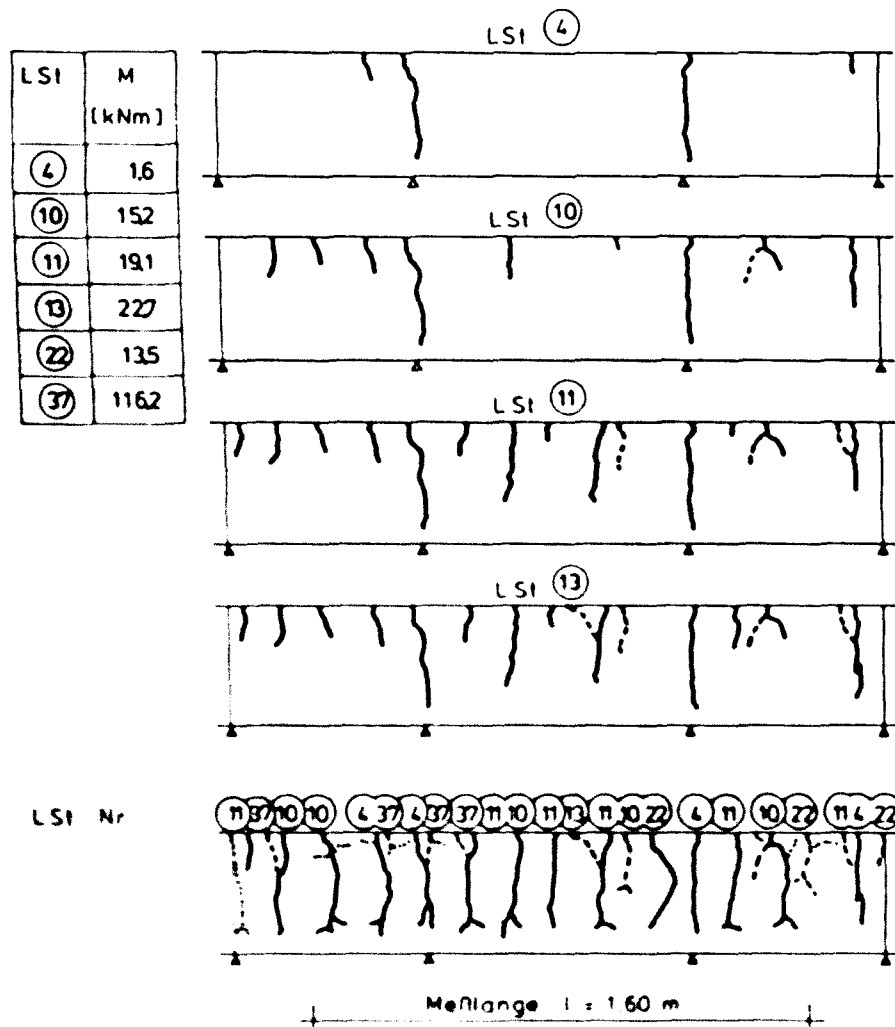
▲ Auflager  
▲ Sollrisse  
○ Laststufen-Nr.  
Beginn der Rißbildung

— Hauptrisse  
--- Nebenrisse  
..... Risse, die nicht de-  
tektiert werden konnten

2 x 2  $\phi 16$

**N 2**  $\vartheta = -170^\circ\text{C}$   
 $\mu = 0,50 \%$

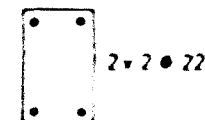
Bild 5.93: Entwicklung des Rißbildes der Versuchskörper N 1 und N 2



**N3**  $\vartheta = +20^\circ\text{C}$   
 $\mu = 0,96 \%$

▲ Auflager  
 ▲ Sollrisse  
 ○ Laststufen-Nr.  
 Beginn der Rißbildung

— Hauptrisse  
 --- Nebenrisse  
 ..... Risse, die nicht defektiert werden konnten



**N5**  $\vartheta = -170^\circ\text{C}$   
 $\mu = 0,96 \%$

Bild 5.94: Entwicklung des Rißbildes der Versuchskörper N 3 und N 5

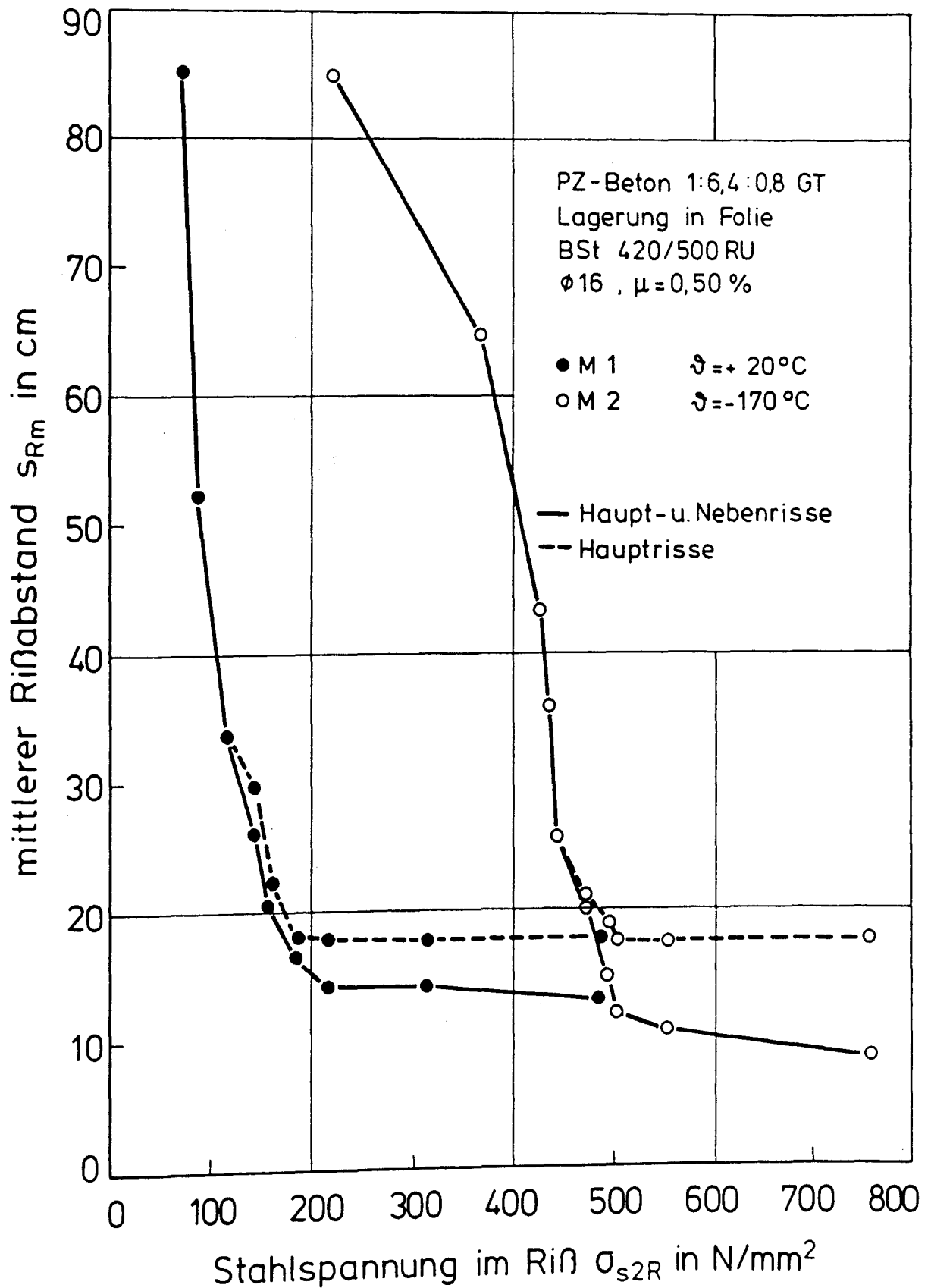


Bild 5.95: Mittlerer Rißabstand auf der Oberseite (Zug-Außenrand) der Versuchskörper M 1 und M 2 in Abhängigkeit von der Stahlspannung

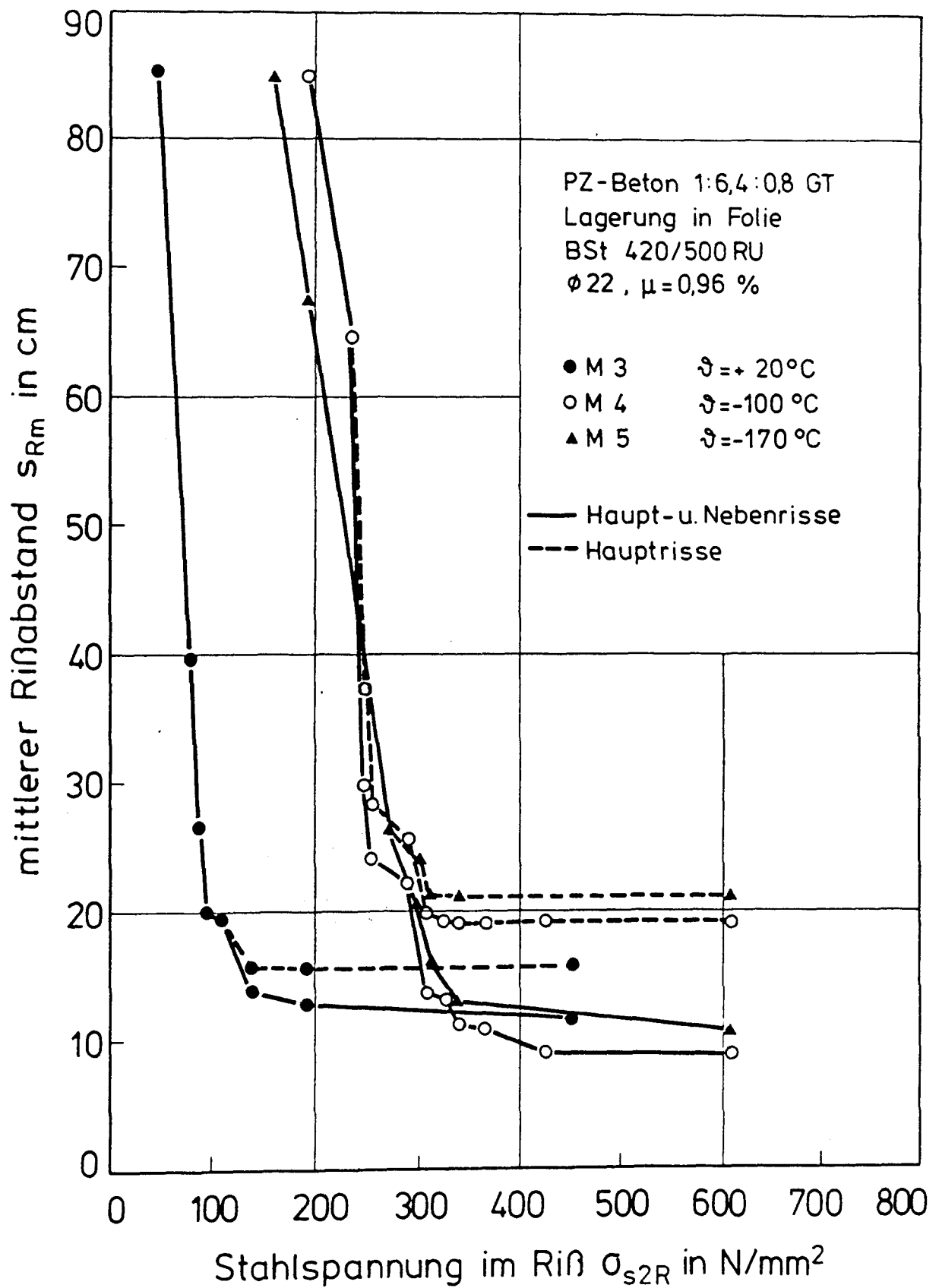


Bild 5.96: Mittlerer Rißabstand auf der Oberseite (Zug-Außenrand) der Versuchskörper M 3, M 4 und M 5 in Abhängigkeit von der Stahlspannung

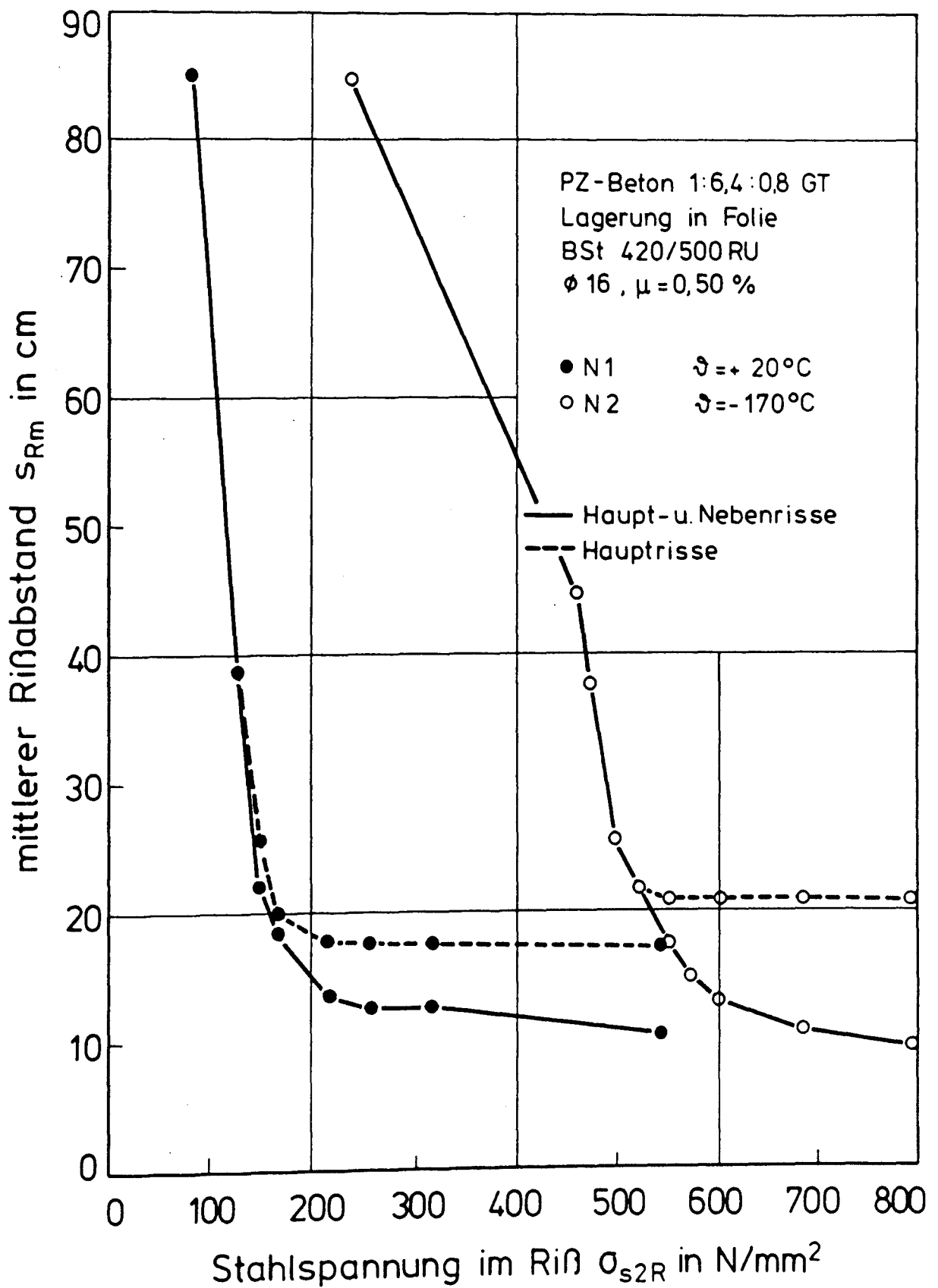


Bild 5.97: Mittlerer Rißabstand auf der Oberseite (Zug-Außenrand) der Versuchskörper N 1 und N 2 in Abhängigkeit von der Stahlspannung

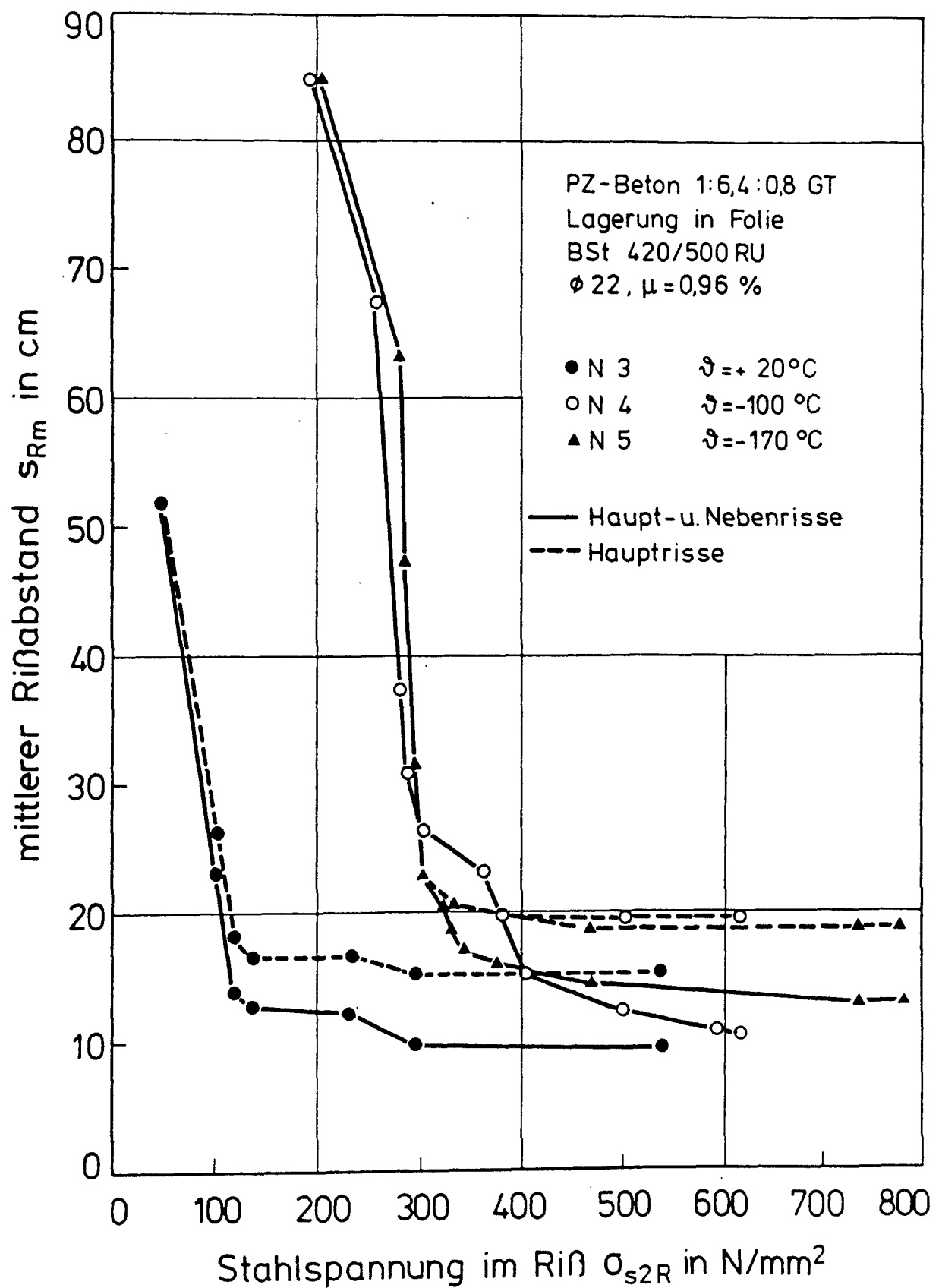


Bild 5.98: Mittlerer Rißabstand auf der Oberseite (Zug-Außenrand) der Versuchskörper N 3, N 4 und N 5 in Abhängigkeit von der Stahlspannung

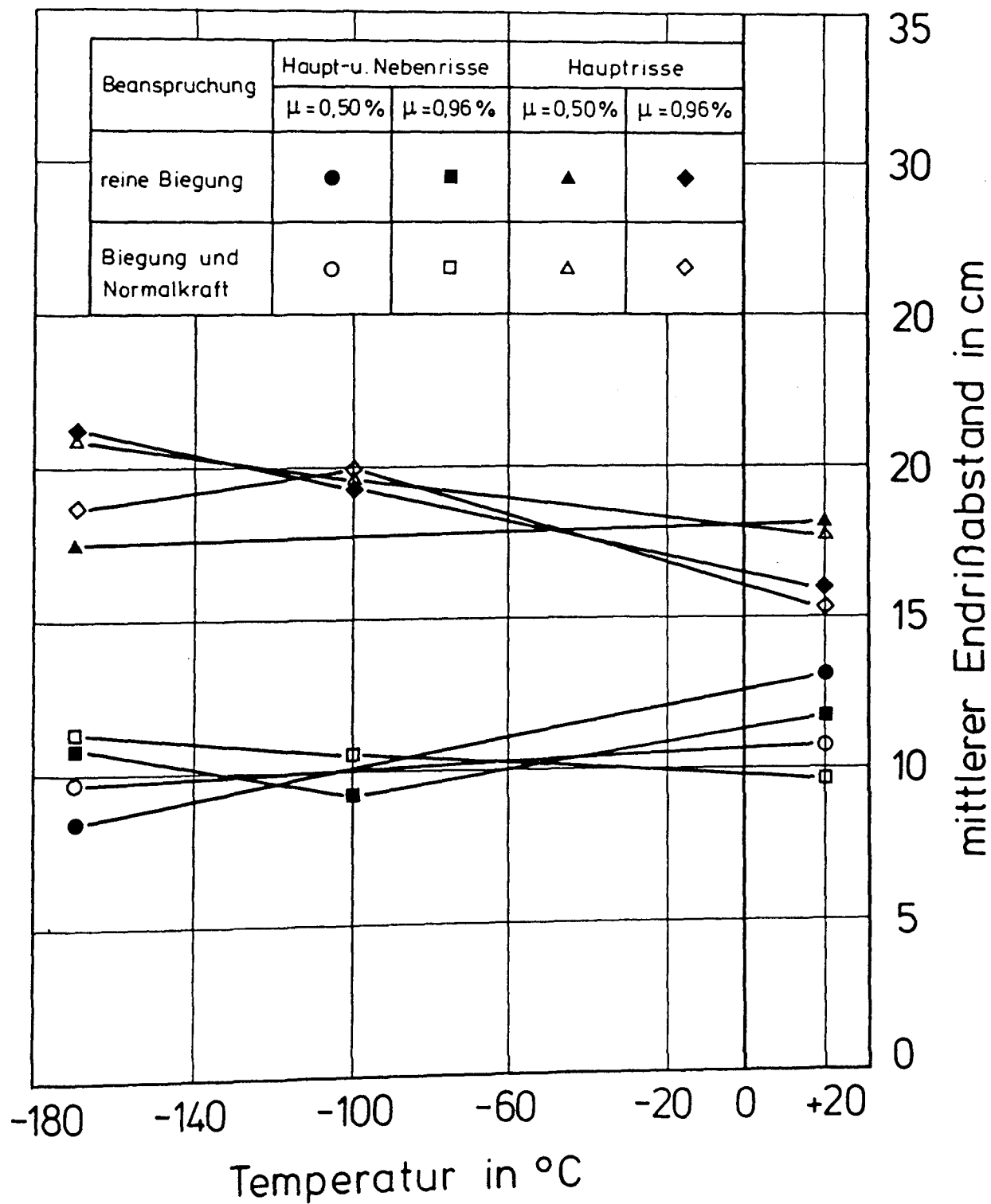


Bild 5.99: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit von tiefen Temperaturen



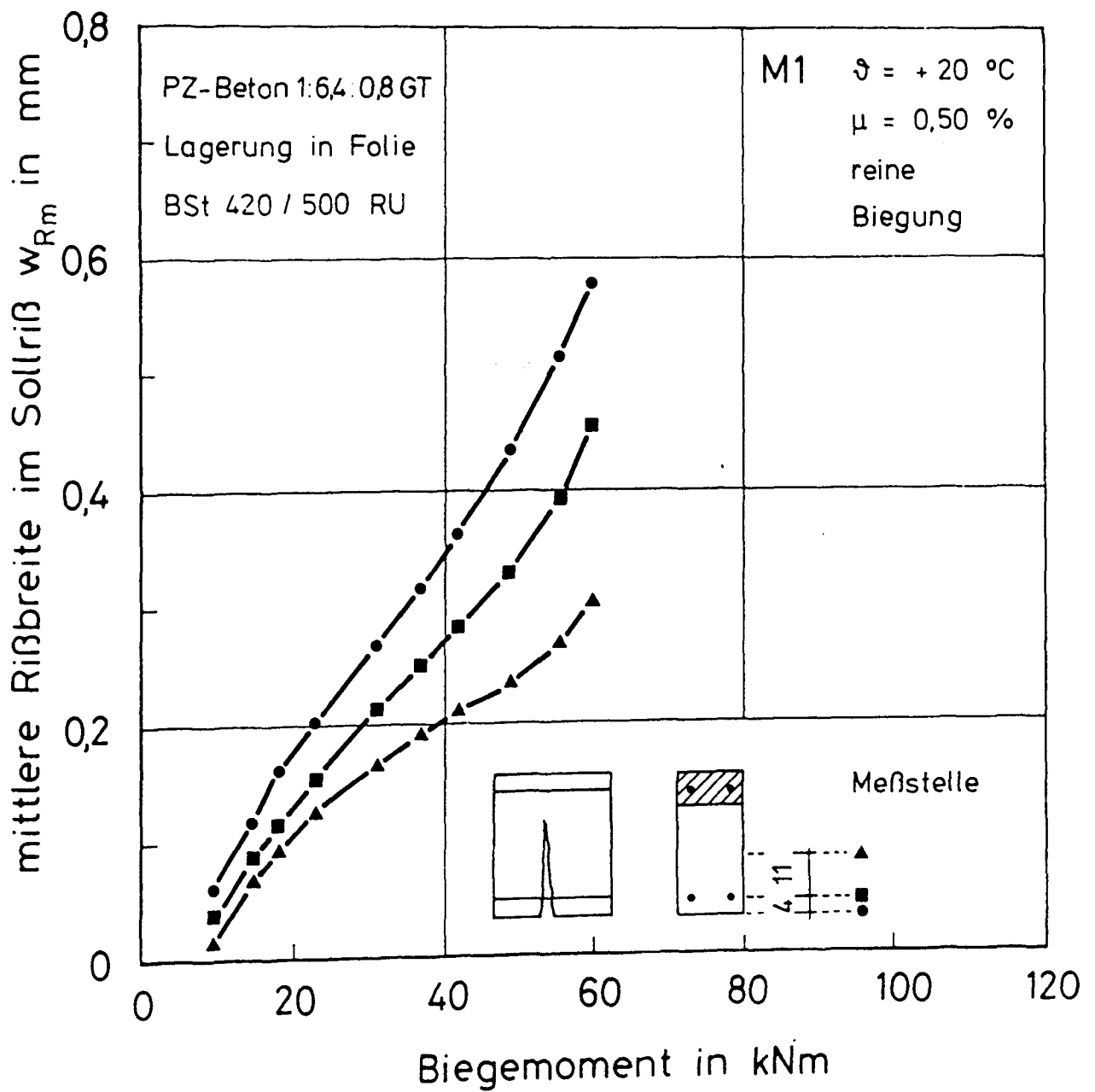


Bild 5.100: Mittlere Rißbreite im Sollriß von Versuchskörper M 1 in Abhängigkeit vom Biegemoment und von der Rißtiefe

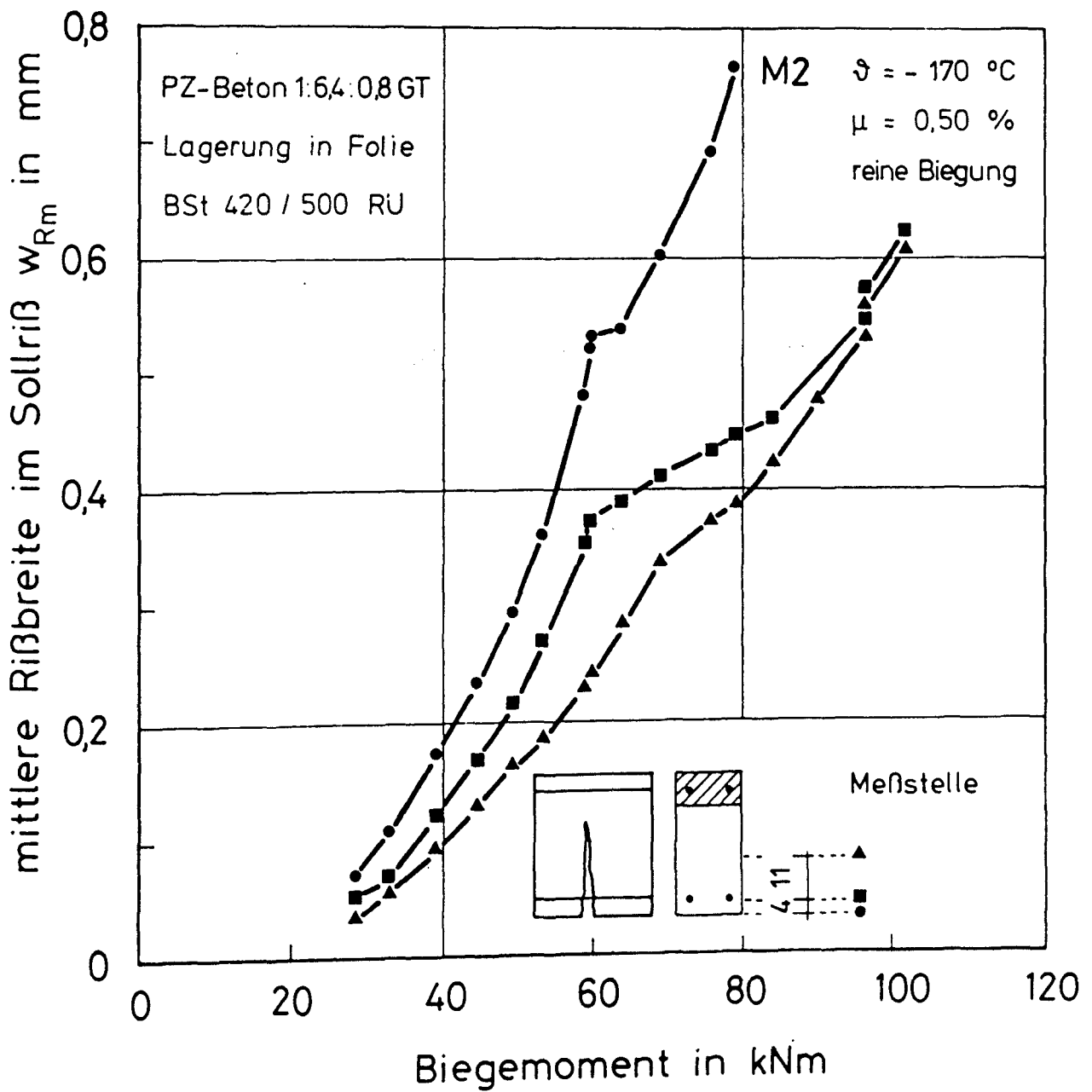


Bild 5.101: Mittlere Rißbreite im Sollriß von Versuchskörper M 2 in Abhängigkeit vom Biegemoment und von der Rißtiefe

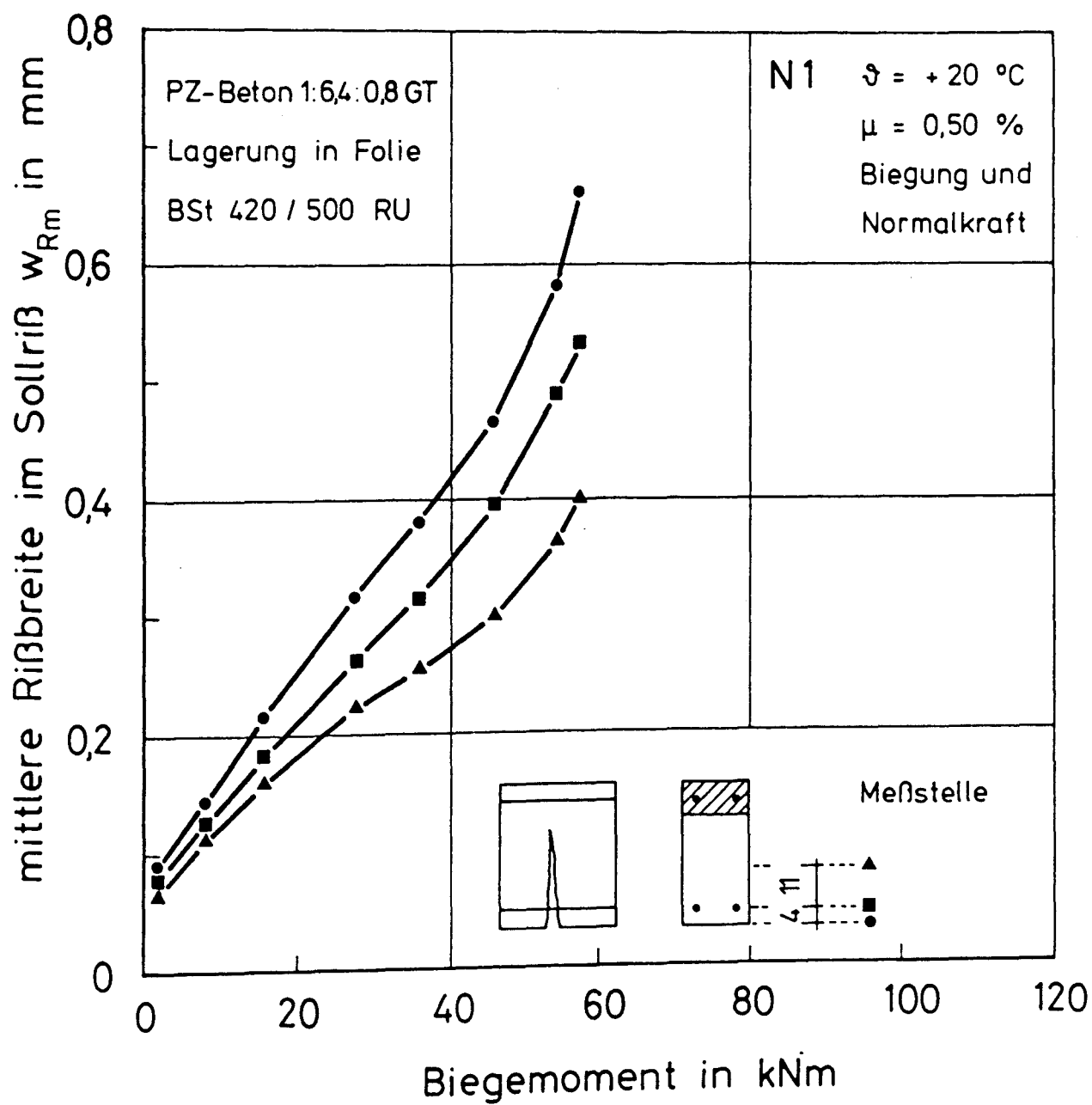


Bild 5.102: Mittlere Rißbreite im Sollriß von Versuchskörper N 1 in Abhängigkeit vom Biegemoment und von der Rißtiefe

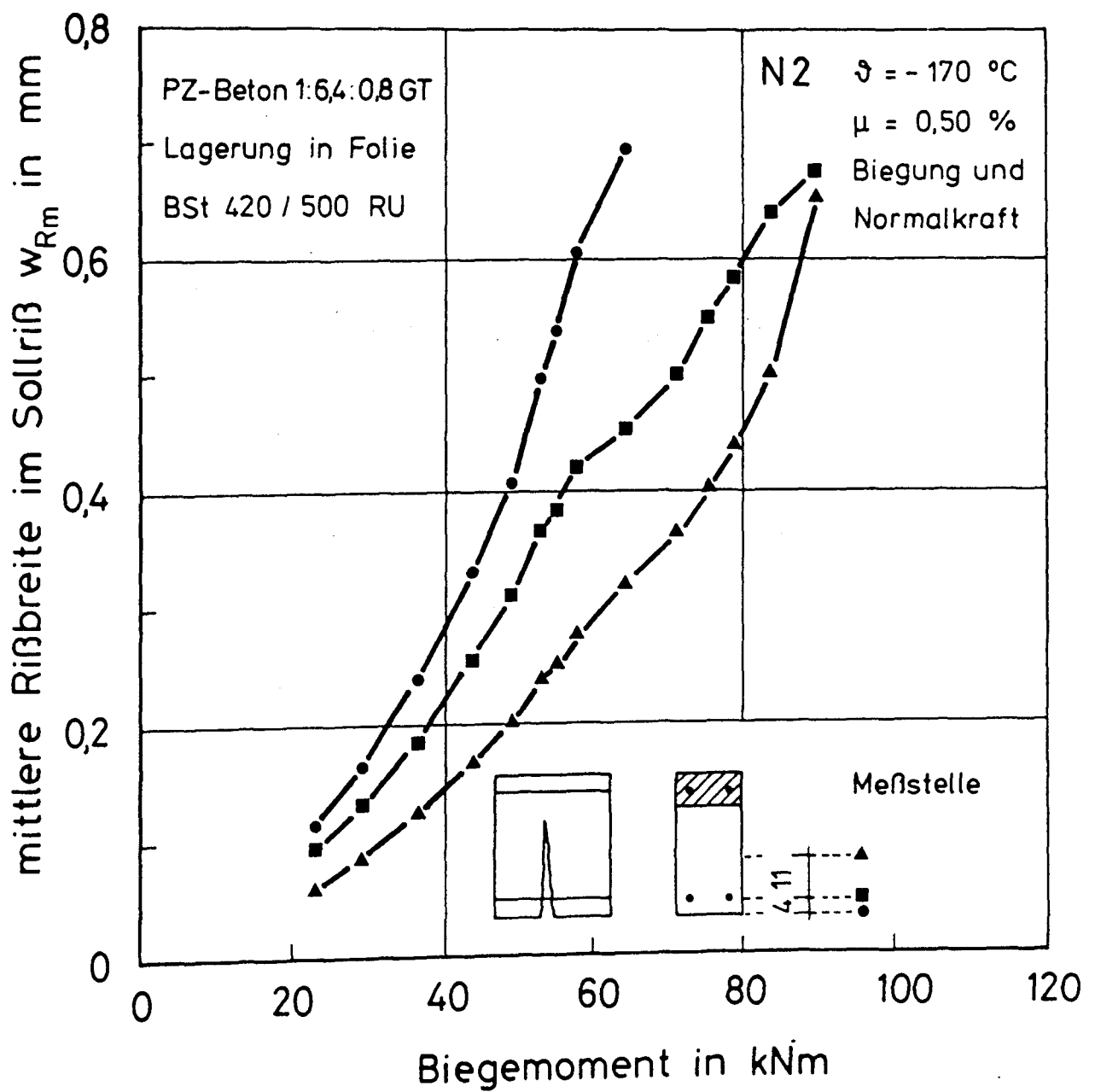


Bild 5.103: Mittlere Rißbreite im Sollriß von Versuchskörper N 2 in Abhängigkeit vom Biegemoment und von der Rißtiefe

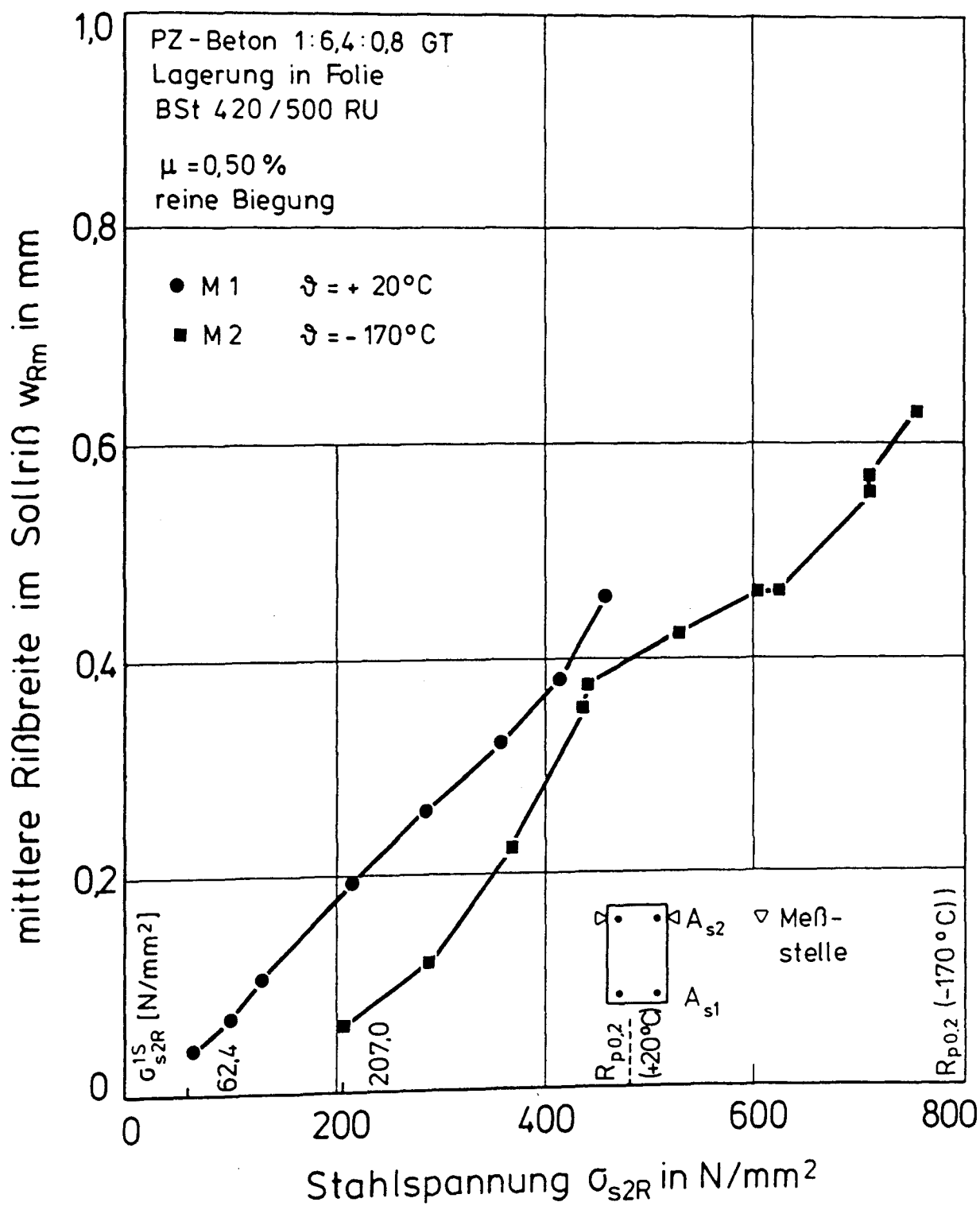


Bild 5.104: Mittlere Rißbreite im Sollriß der Versuchskörper M 1 und M 2  
in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

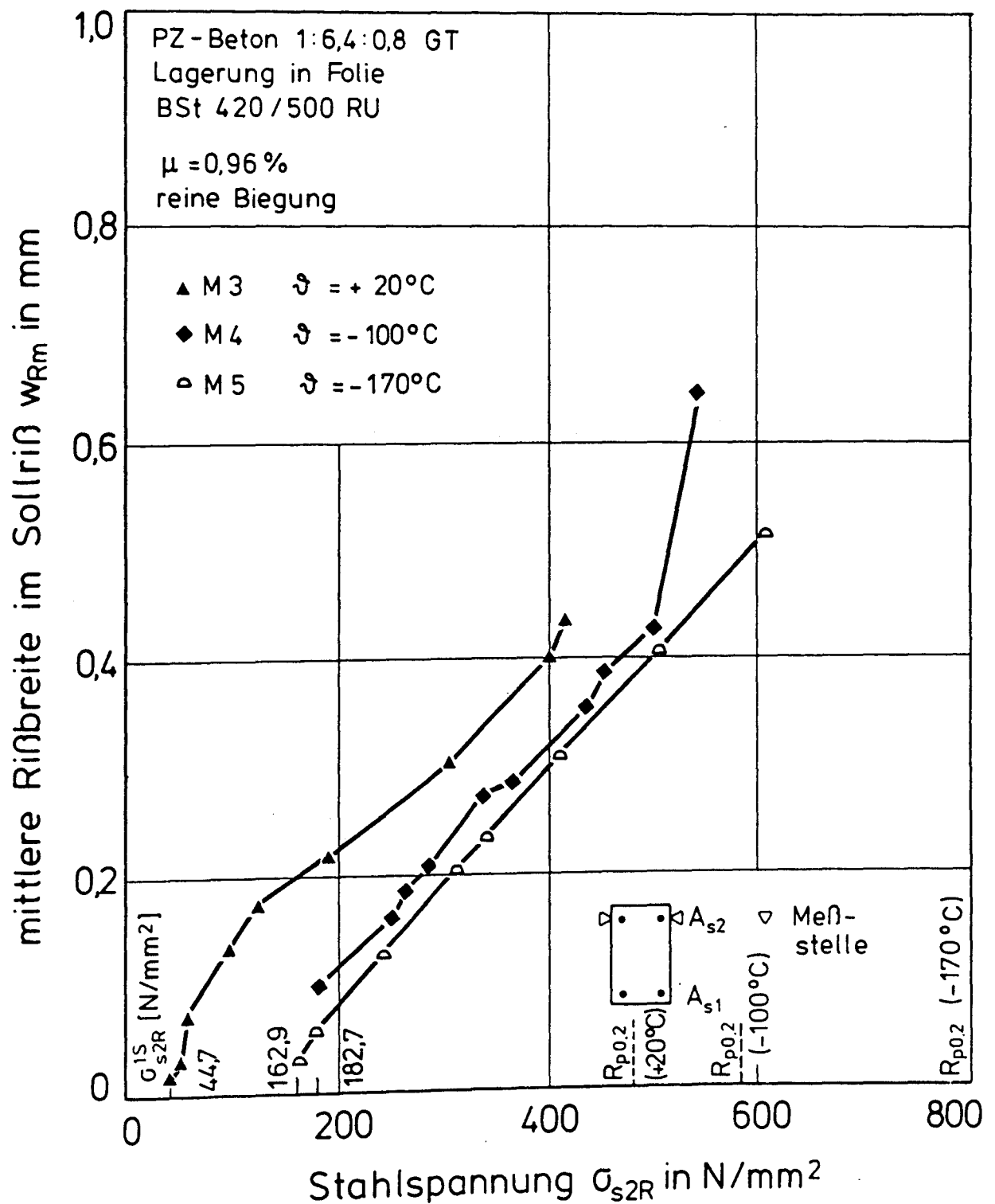


Bild 5.105: Mittlere Rißbreite im Sollriß der Versuchskörper M 3, M 4 und M 5 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

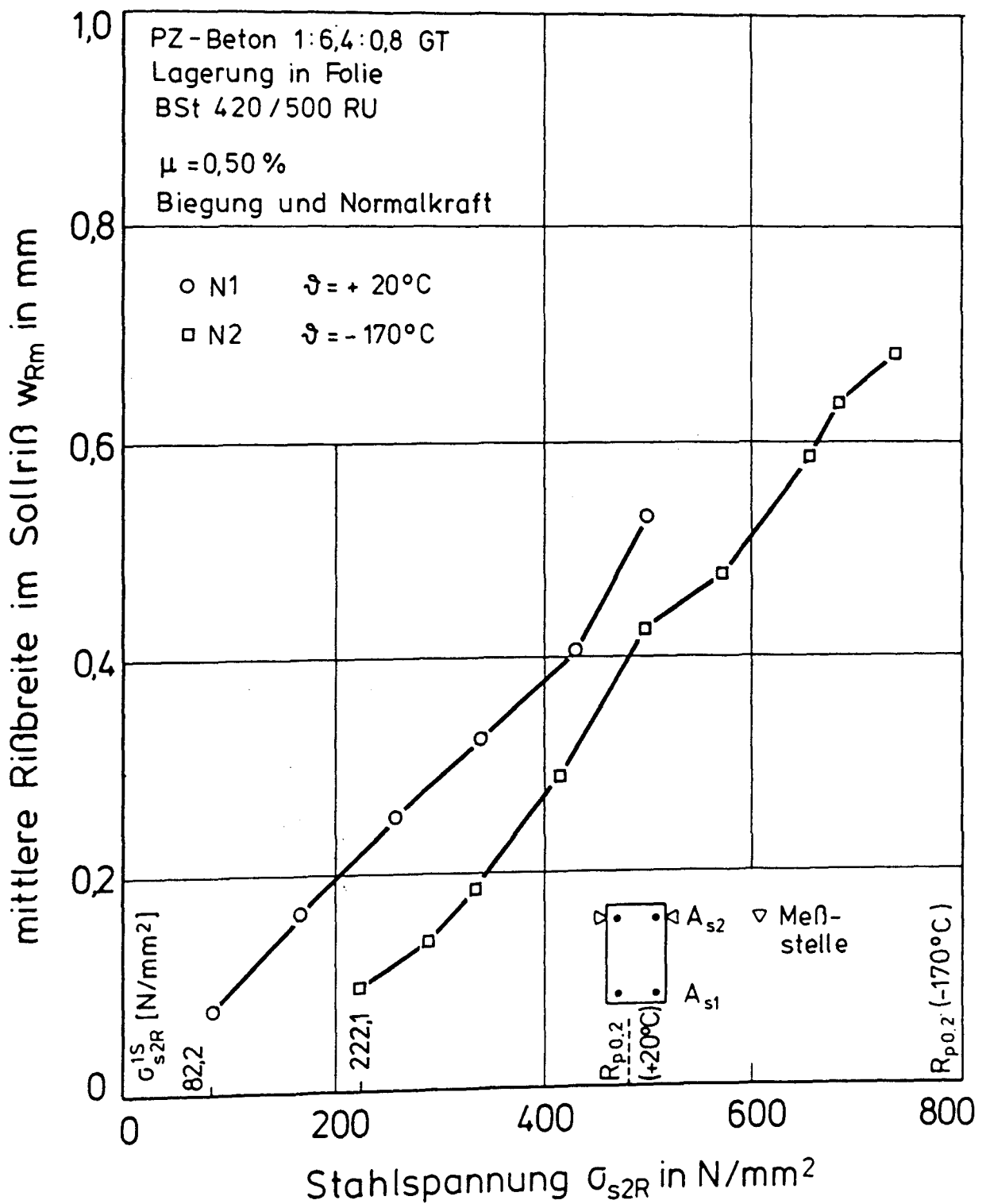


Bild 5.106: Mittlere Rißbreite im Sollriß der Versuchskörper N 1 und N 2  
in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

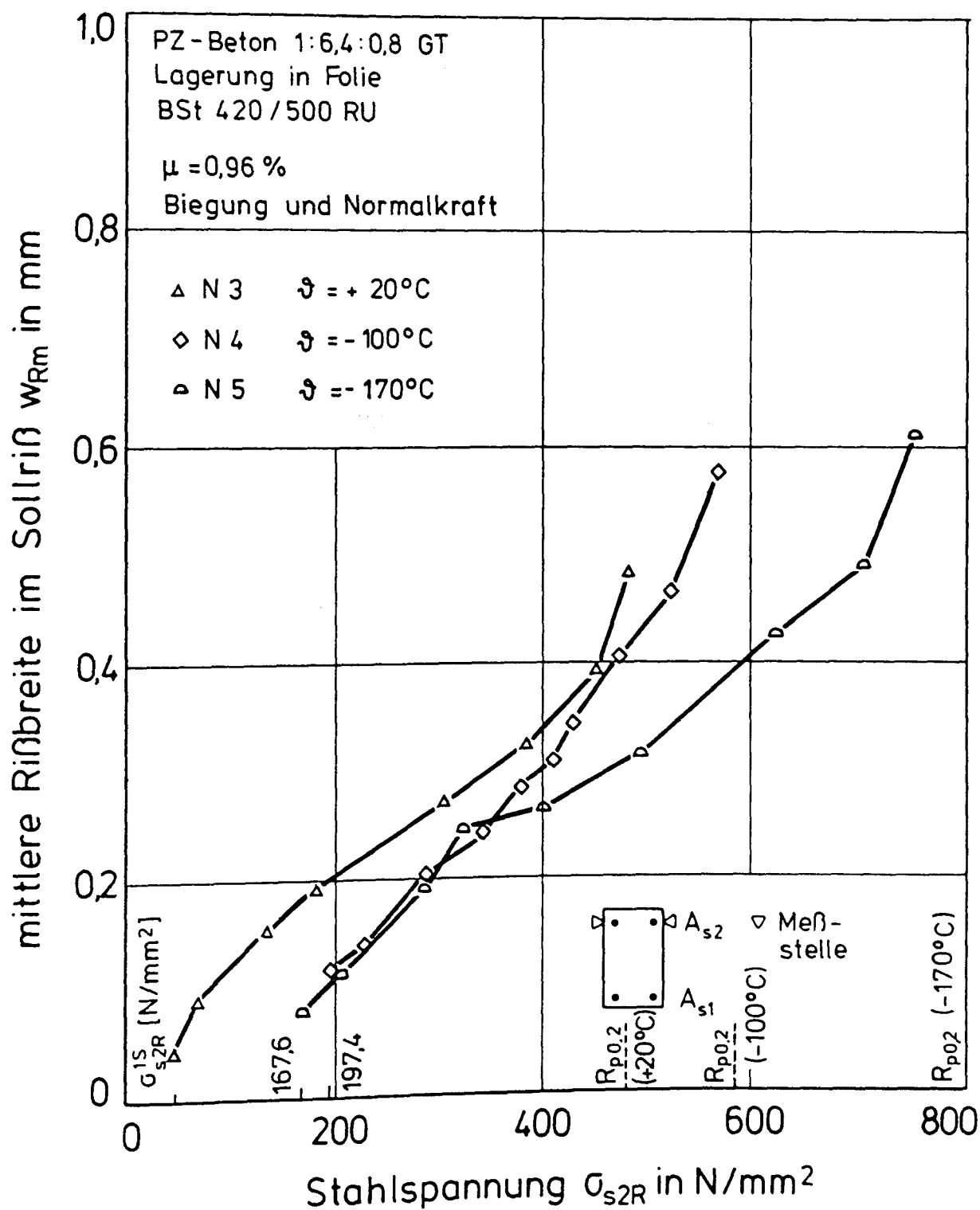
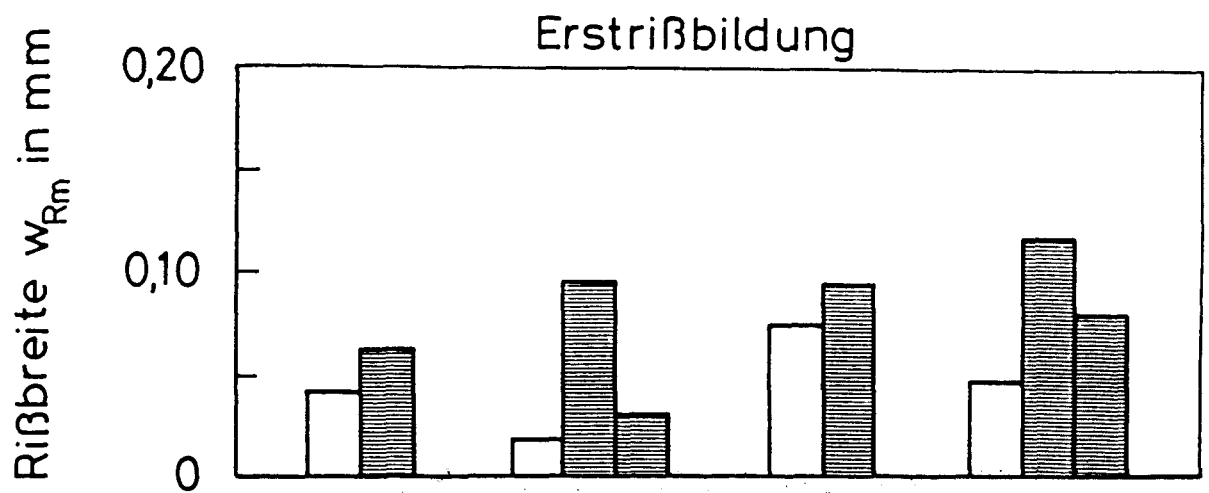


Bild 5.107: Mittlere Rißbreite im Sollriß der Versuchskörper N 3, N 4 und N 5 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß





Versuchskörper	M 1	M 2	M 3	M 4	M 5	N 1	N 2	N 3	N 4	N 5
$\vartheta$ [ ° C ]	+ 20	-170	+ 20	-100	-170	+ 20	170	+ 20	-100	- 170
$d_s$ [mm]	16	16	22	22	22	16	16	22	22	22
$\mu$ [ % ]	0,50	0,50	0,96	0,96	0,96	0,50	0,50	0,96	0,96	0,96
$d_s / \mu_{ef}$ [ cm ]	129,0	129,0	125,7	125,7	125,7	129,0	129,0	125,7	125,7	125,7

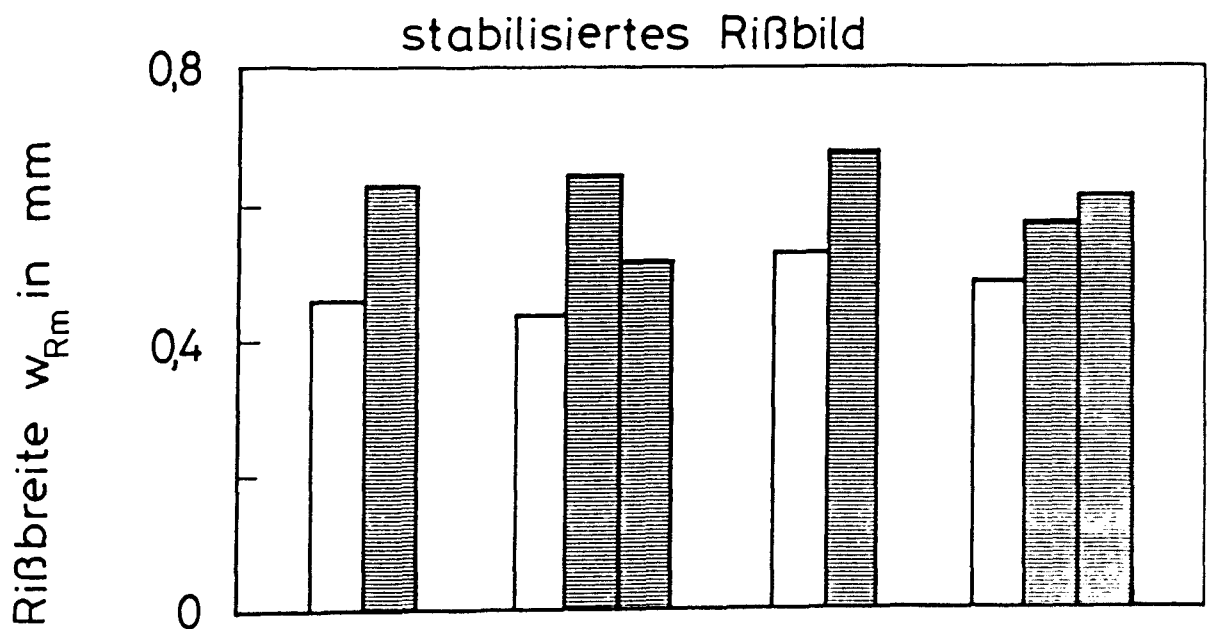


Bild 5.108: Gemessene Rißbreiten bei Erstrißbildung und bei stabilisiertem Rißbild

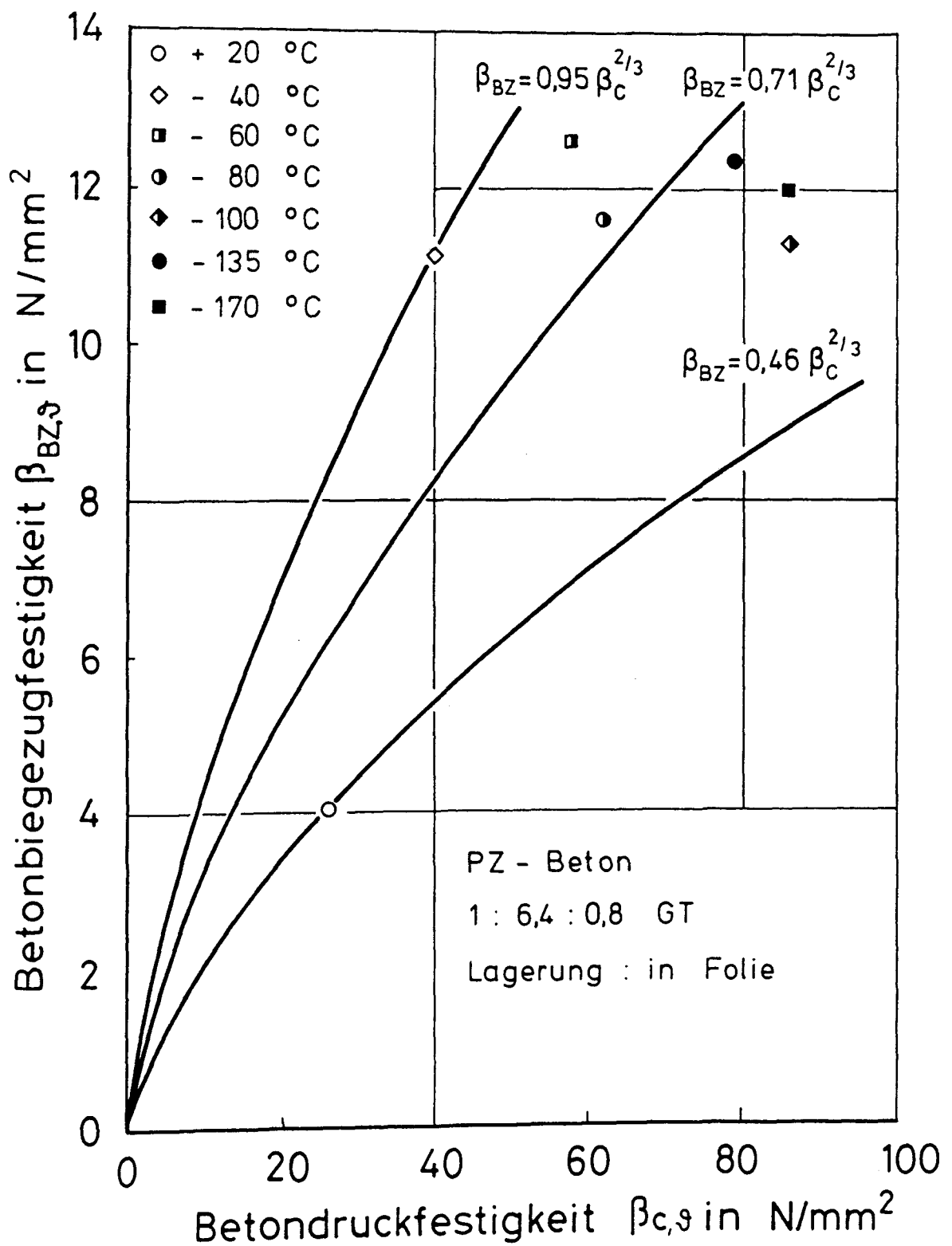


Bild 6.1: Zusammenhang zwischen Biegezugfestigkeit und Zylinderdruckfestigkeit des foliengelagerten Betons (B 25) bei tiefen Temperaturen

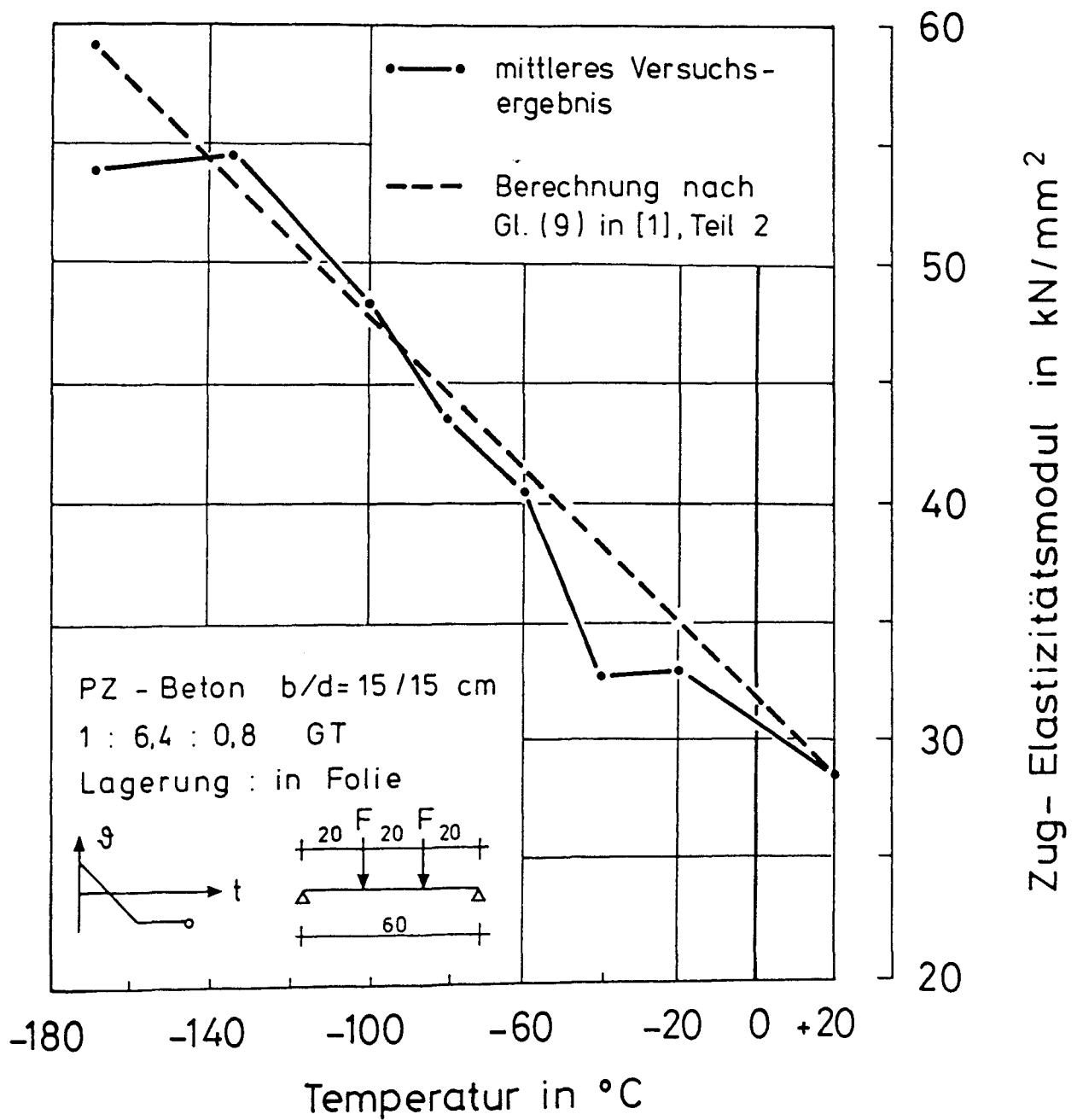


Bild 6.2: Zug-Elastizitätsmodul des Betons (B 25) bei tiefen Temperaturen; Versuch - Berechnung

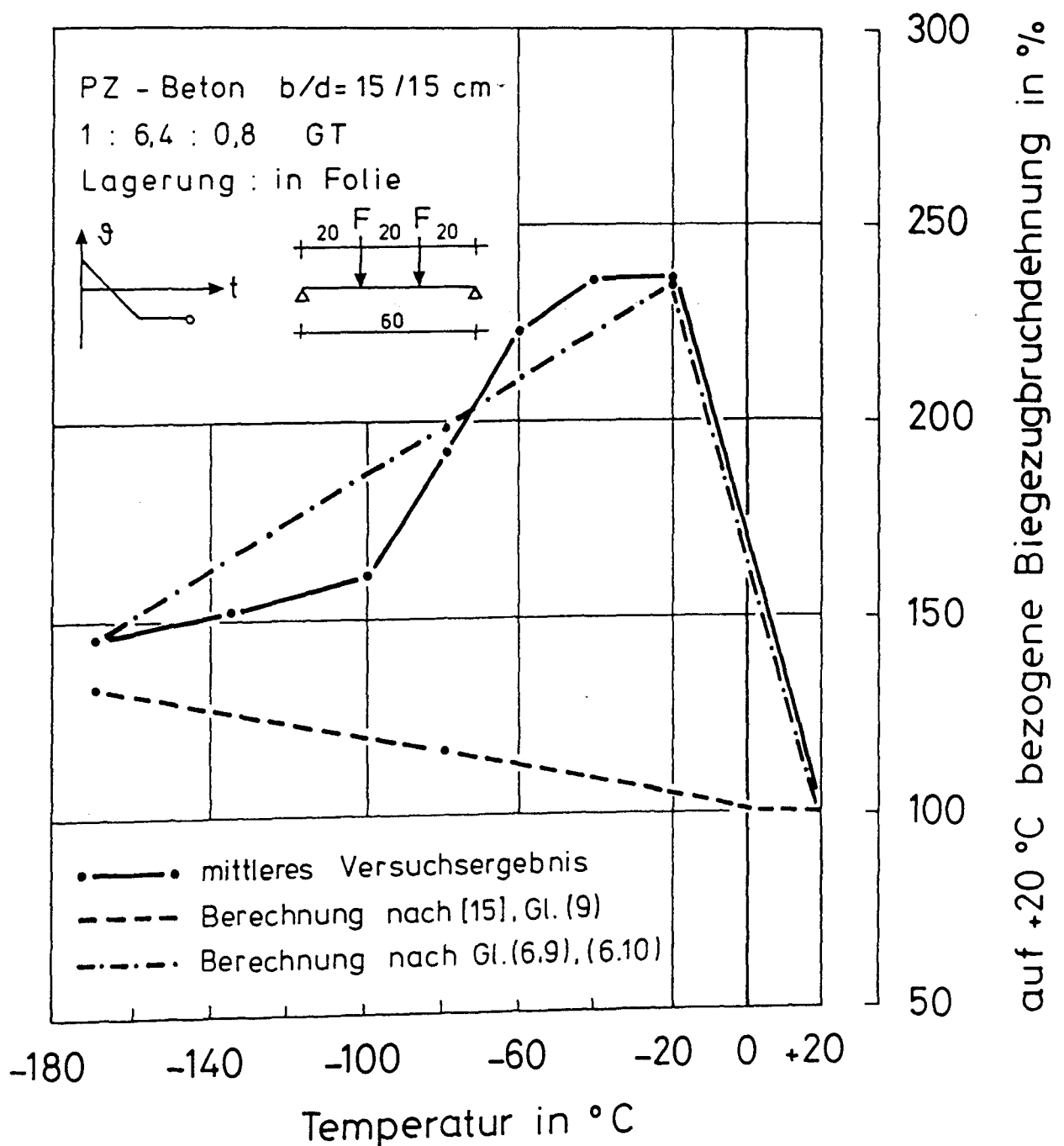


Bild 6.3: Bezogene Biegezugbruchdehnung  $\varepsilon_{bz,u}(\vartheta)/\varepsilon_{bz,u}(+20 \text{ °C})$  des Betons (B 25) bei tiefen Temperaturen; Versuch - Berechnung

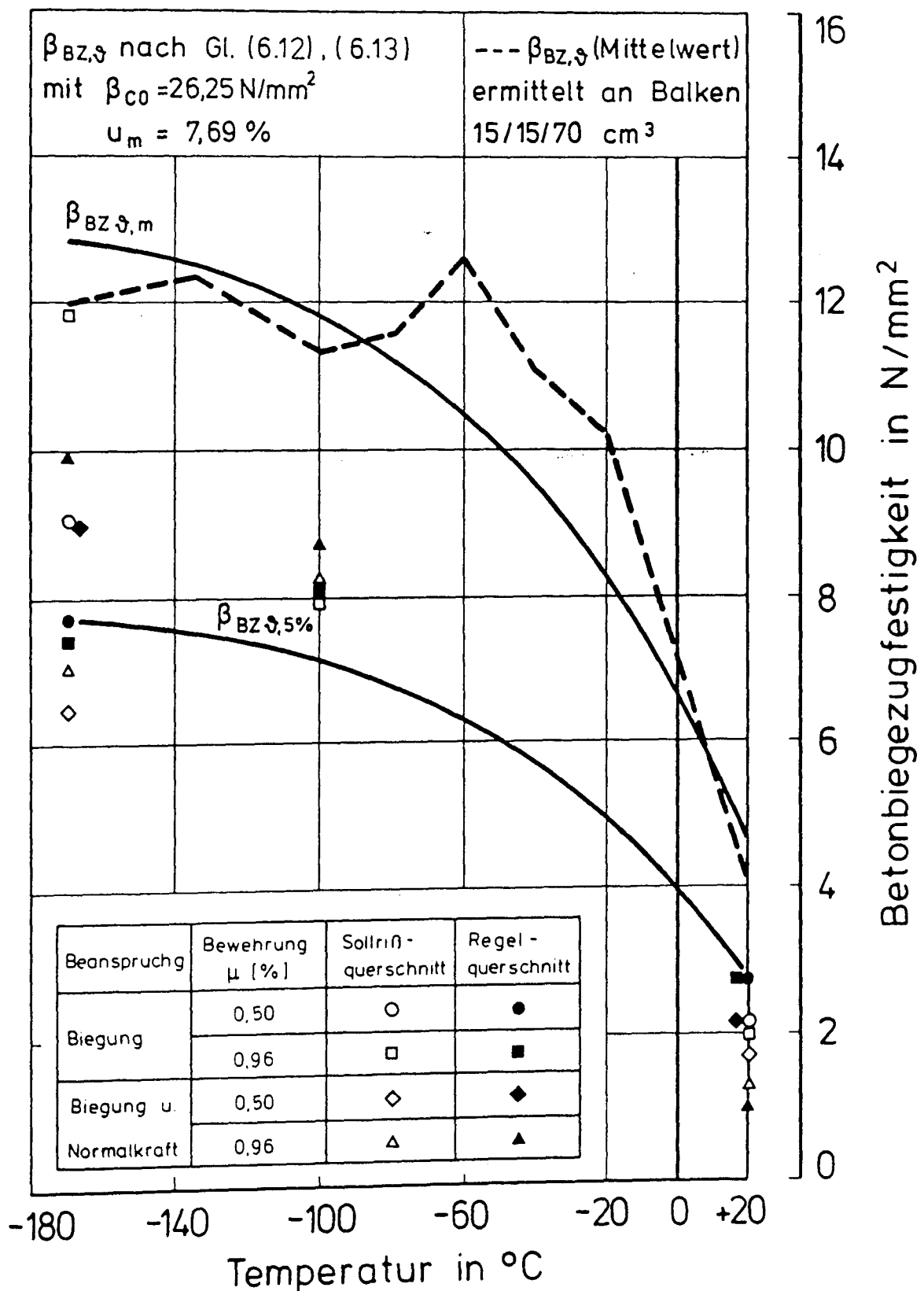


Bild 6.4: Vergleich der Biegezugfestigkeit des Betons (B 25, Lagerung in Folie) in Abhängigkeit von tiefen Temperaturen, gemessen an Prismen und an den Versuchskörpern

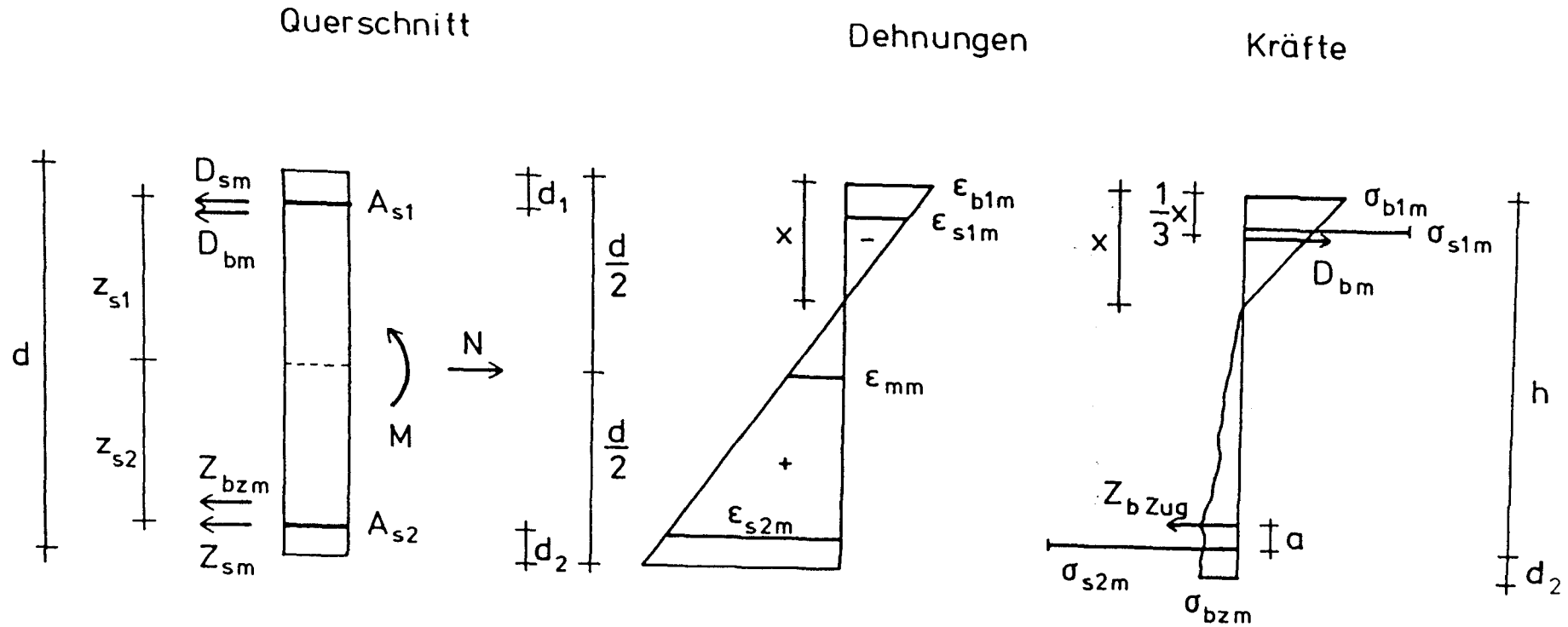


Bild 6.5: Beanspruchungszustand infolge Biegung und Normalkraft zwischen den Rissen (ohne inneren thermischen Zwang)

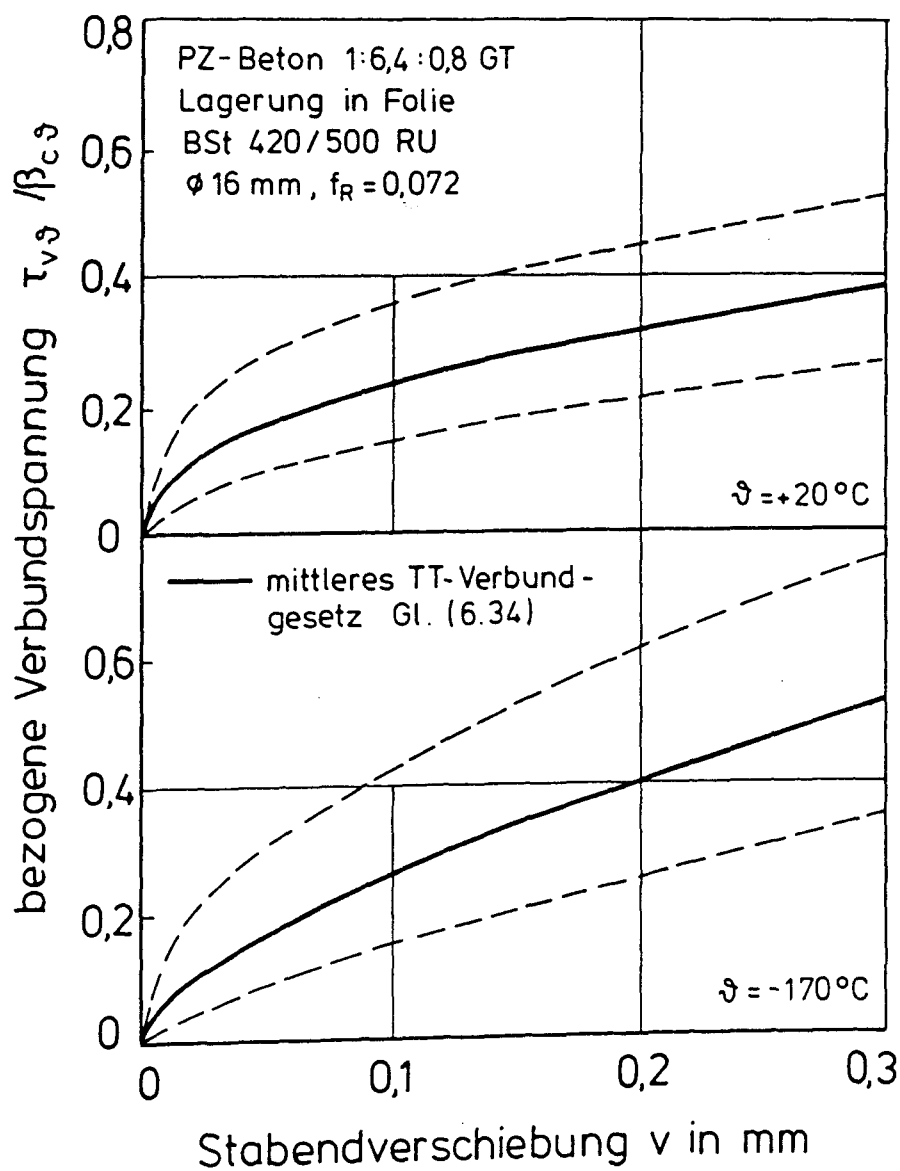


Bild 6.6: Verbundgesetz für den Bewehrungsstab  $\varnothing 16 \text{ mm}$  mit  $f_R = 0,072$   
 in Abhängigkeit von der Temperatur

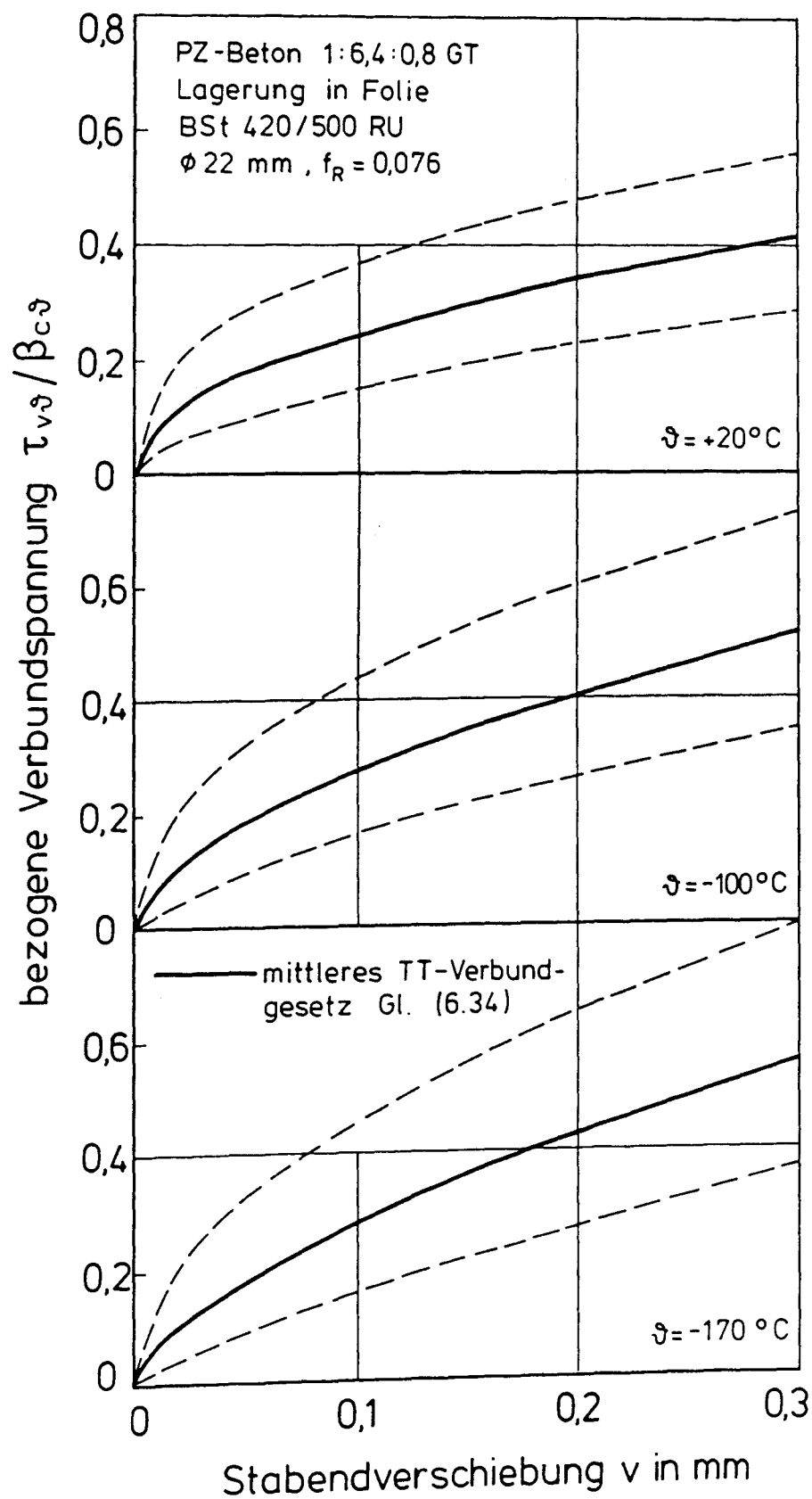


Bild 6.7: Verbundgesetz für den Bewehrungsstab  $\phi 22 \text{ mm}$  mit  $f_R = 0,076$  in Abhängigkeit von der Temperatur



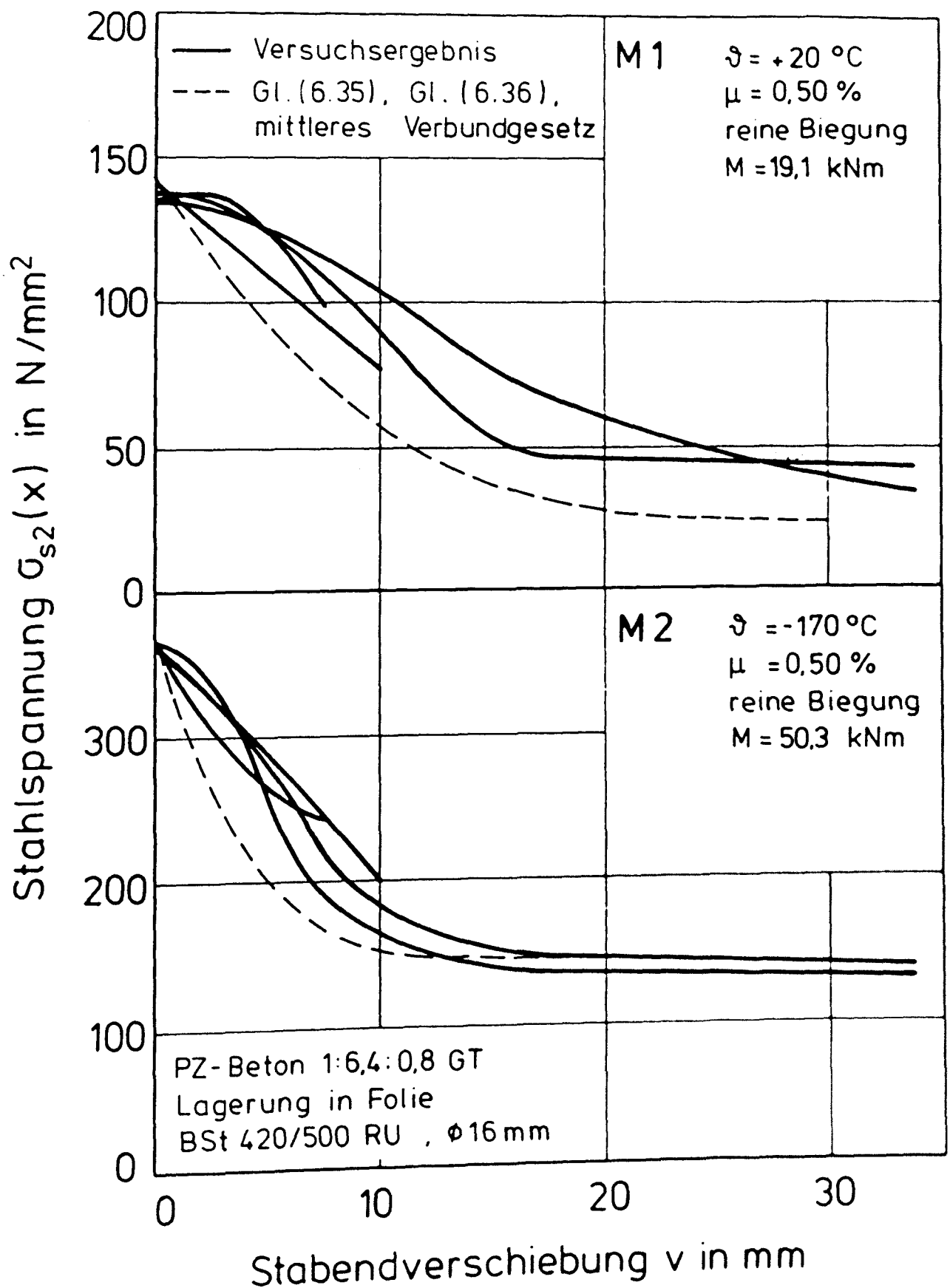


Bild 6.8: Stahlspannungen entlang der Stabachse der Versuchskörper M 1 und M 2

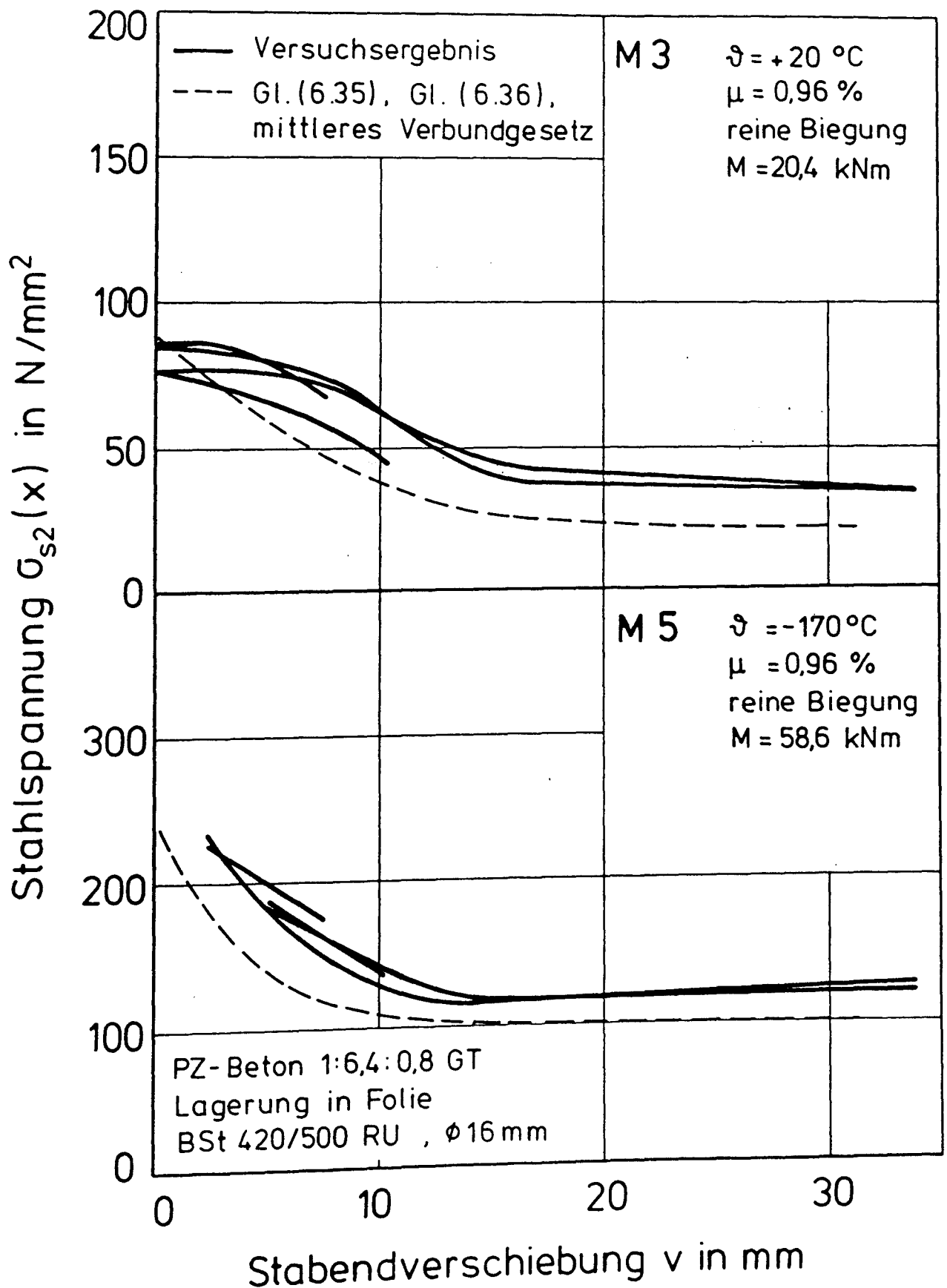


Bild 6.9: Stahlspannungen entlang der Stabachse der Versuchskörper M 3 und M 5

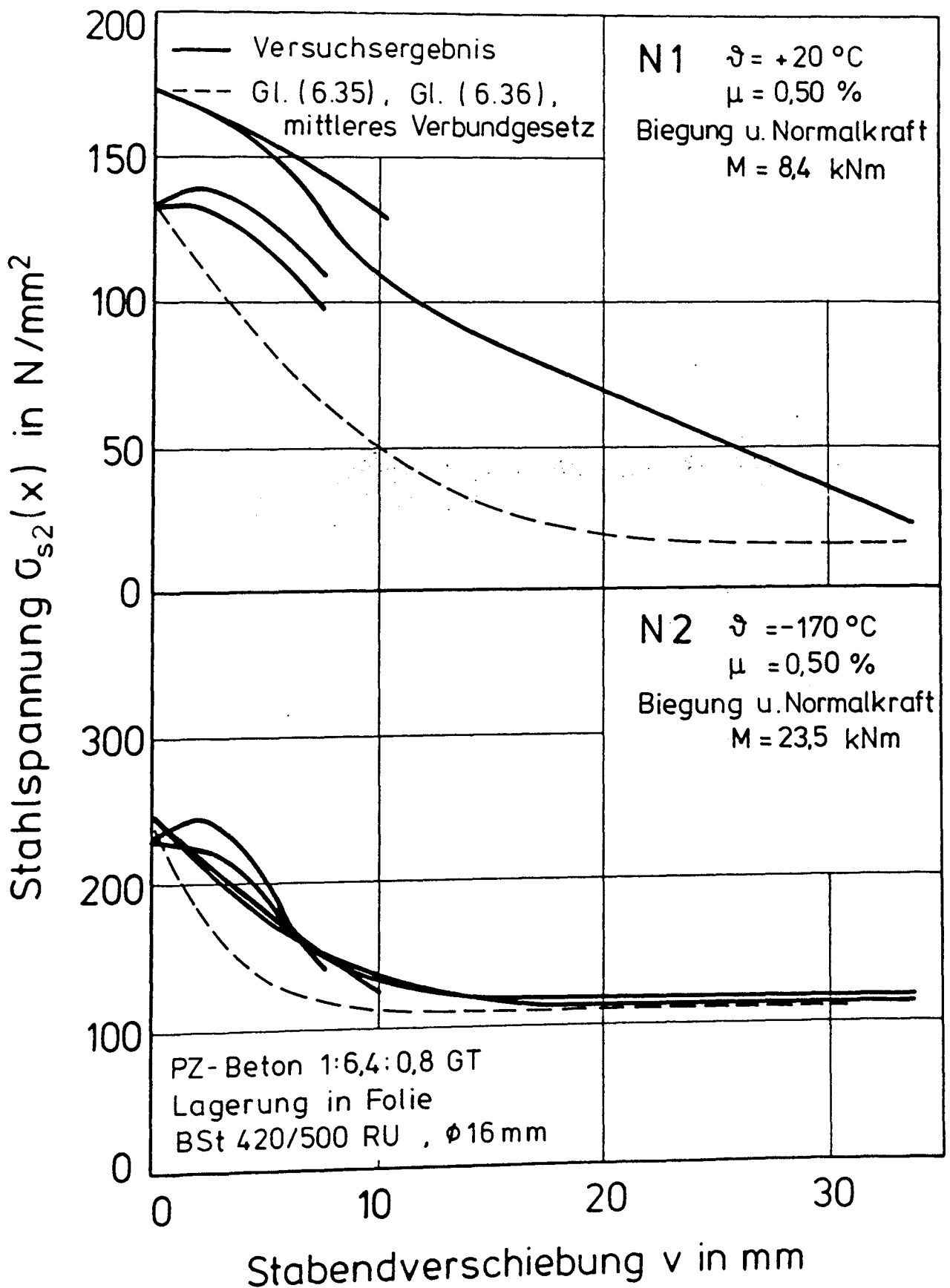


Bild 6.10: Stahlspannungen entlang der Stabachse der Versuchskörper N 1 und N 2

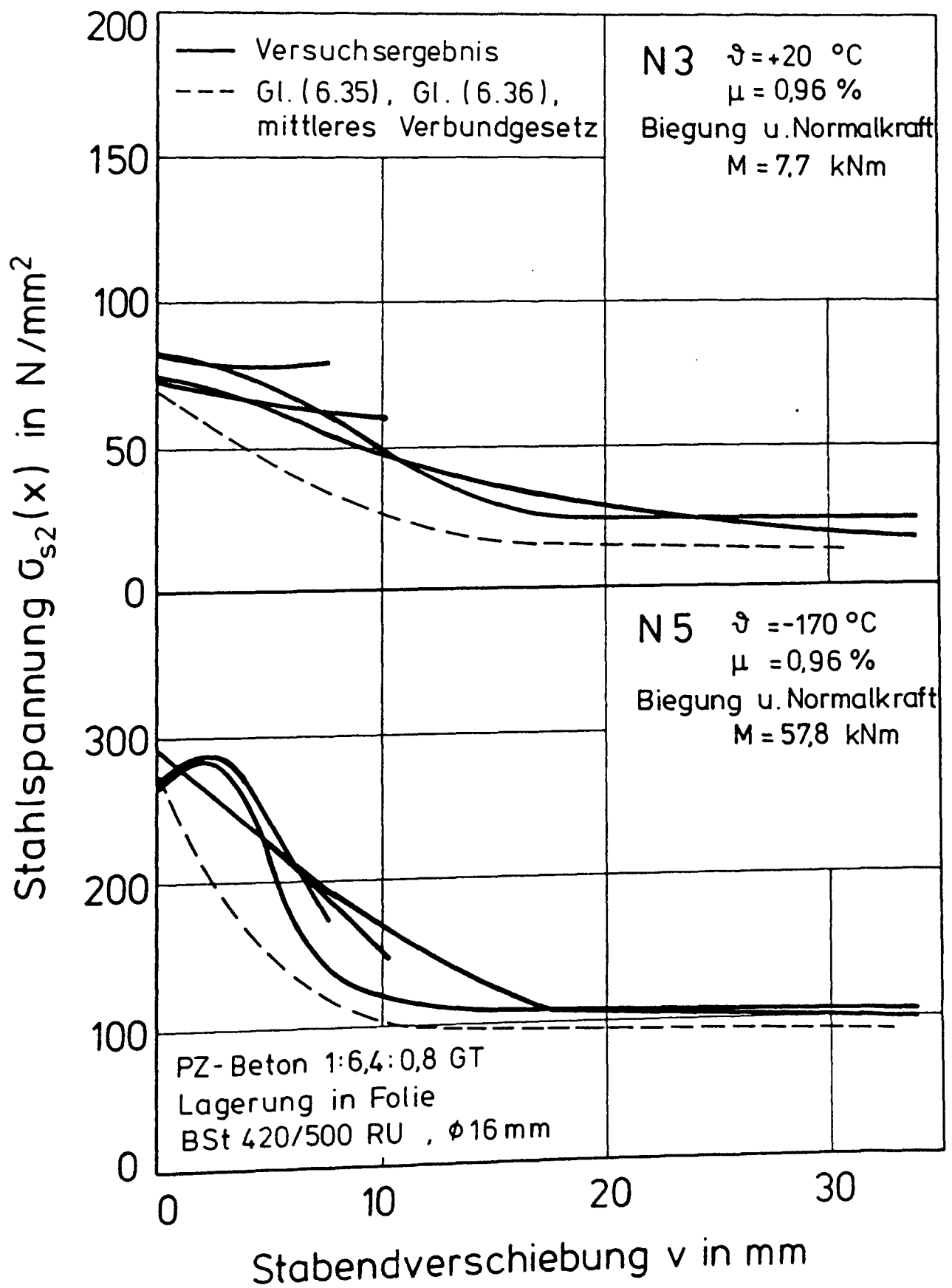


Bild 6.11: Stahlspannungen entlang der Stabachse der Versuchskörper N 3 und N 5

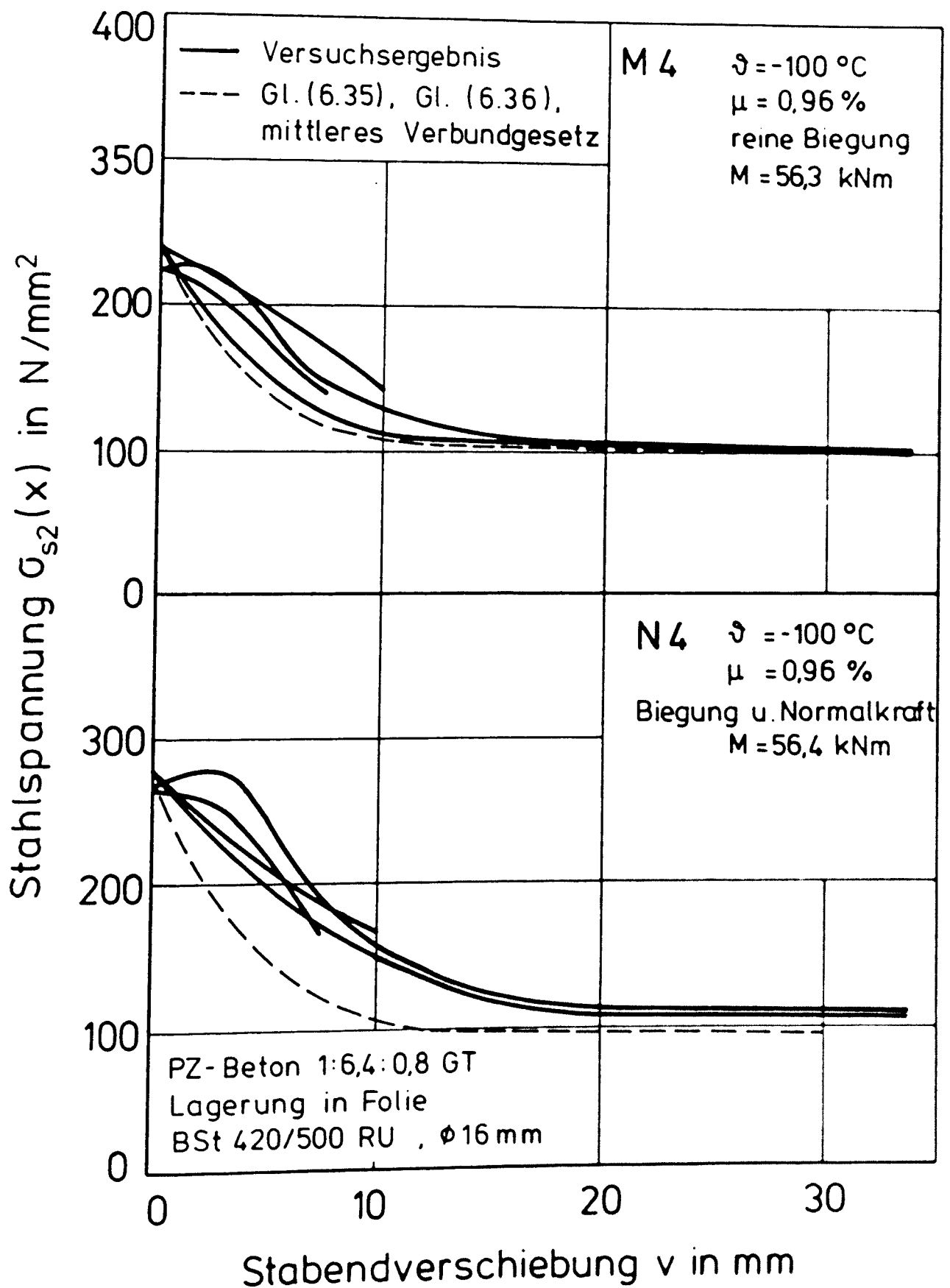


Bild 6.12: Stahlspannungen entlang der Stabachse der Versuchskörper M 4 und N 4

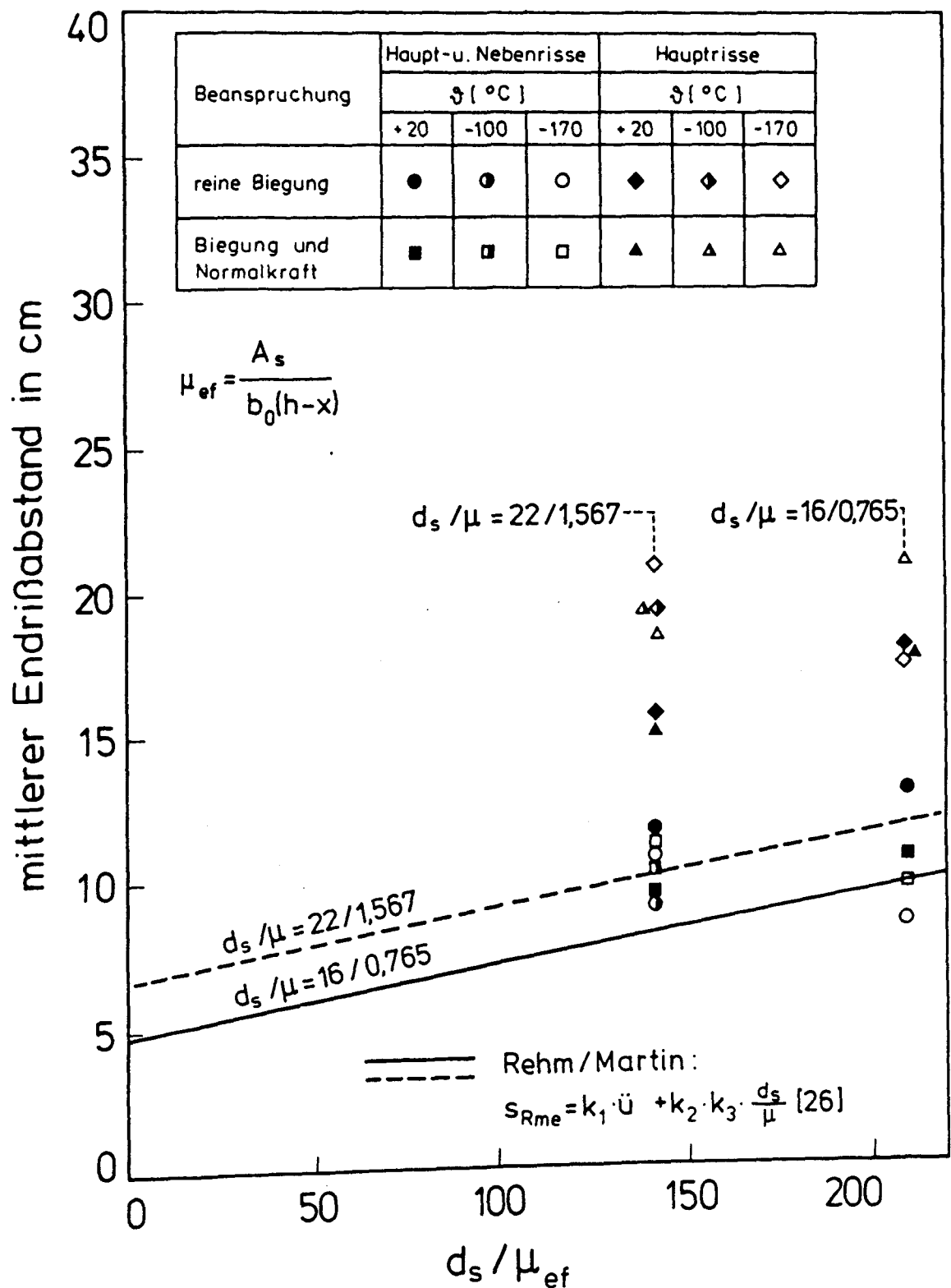


Bild 6.13: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit vom Verbundparameter  $d_s/\mu_{ef}$  und von der Temperatur. Vergleich zwischen Versuch und Berechnung mit Gl. (6.37) nach /26/

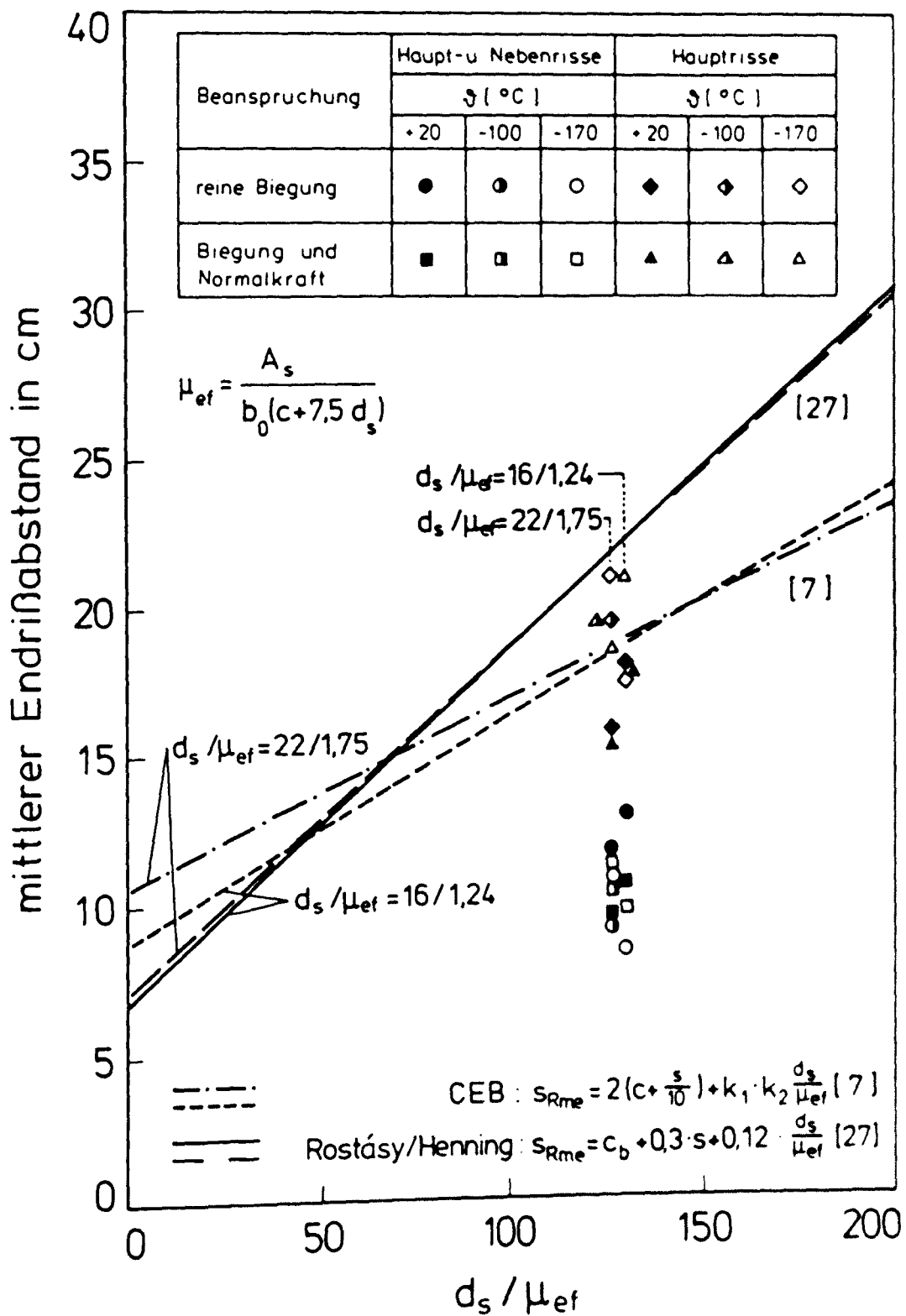


Bild 6.14: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit vom Verbundparameter  $d_s/\mu_{ef}$  und von der Temperatur. Vergleich zwischen Versuch und Berechnung mit Gln. (6.38), (6.39) nach /7/ und /27/

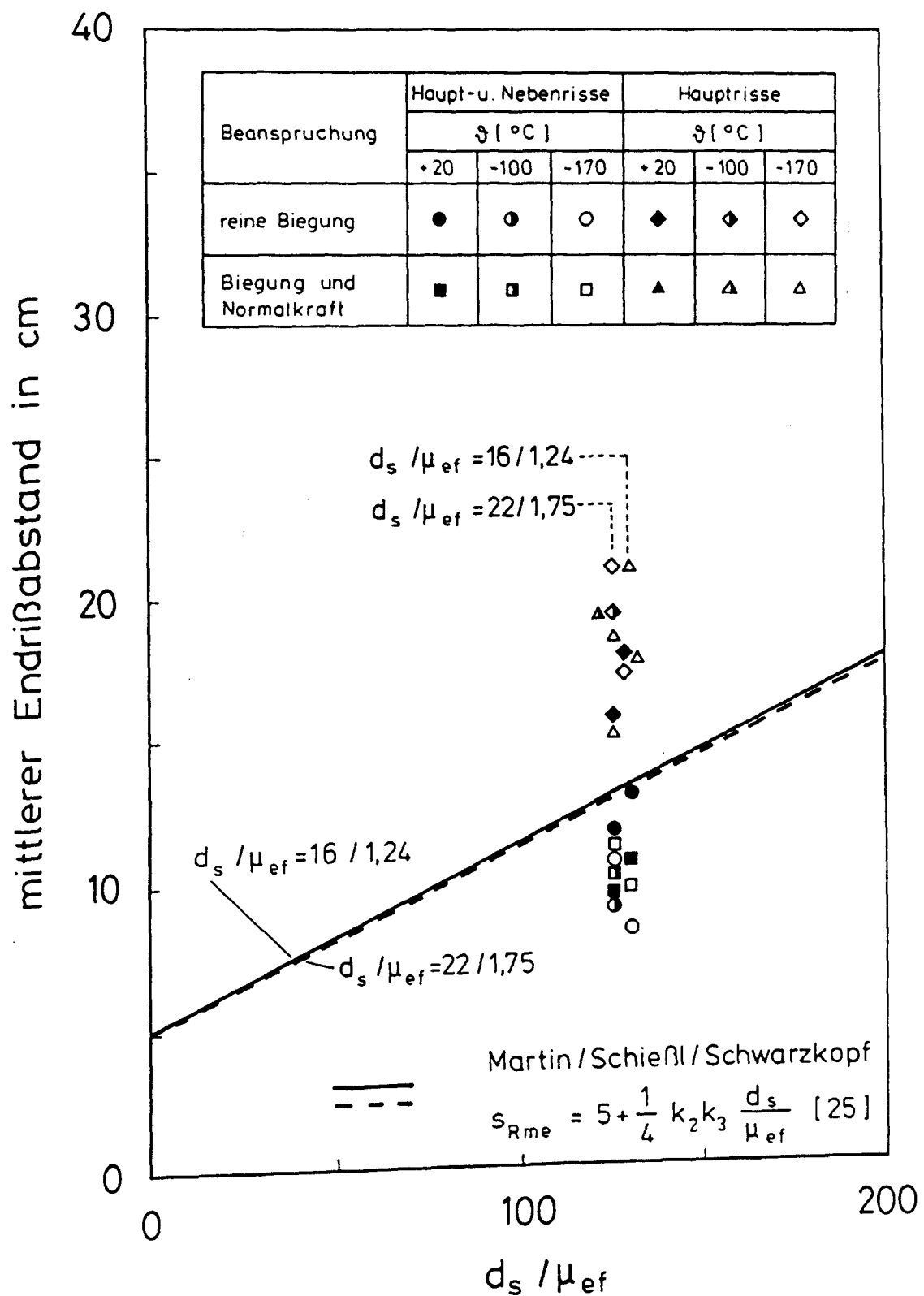


Bild 6.15: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit vom Verbundparameter  $d_s / \mu_{ef}$  und von der Temperatur. Vergleich zwischen Versuch und Berechnung mit Gl. (6.40) nach [25/



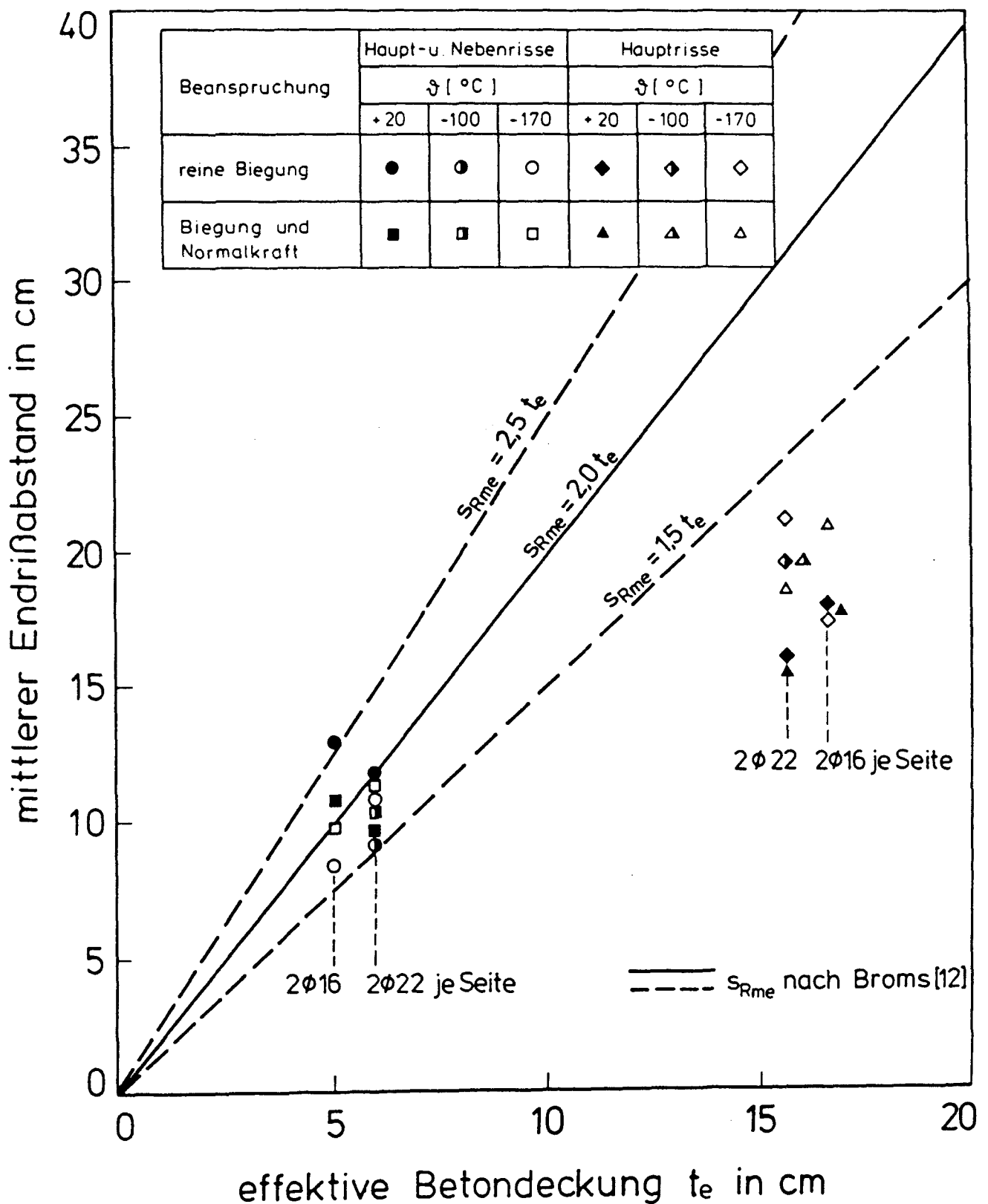


Bild 6.16: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit von der effektiven Betondeckung. Vergleich zwischen Versuch und Berechnung mit Gl. (6.41) nach /12/

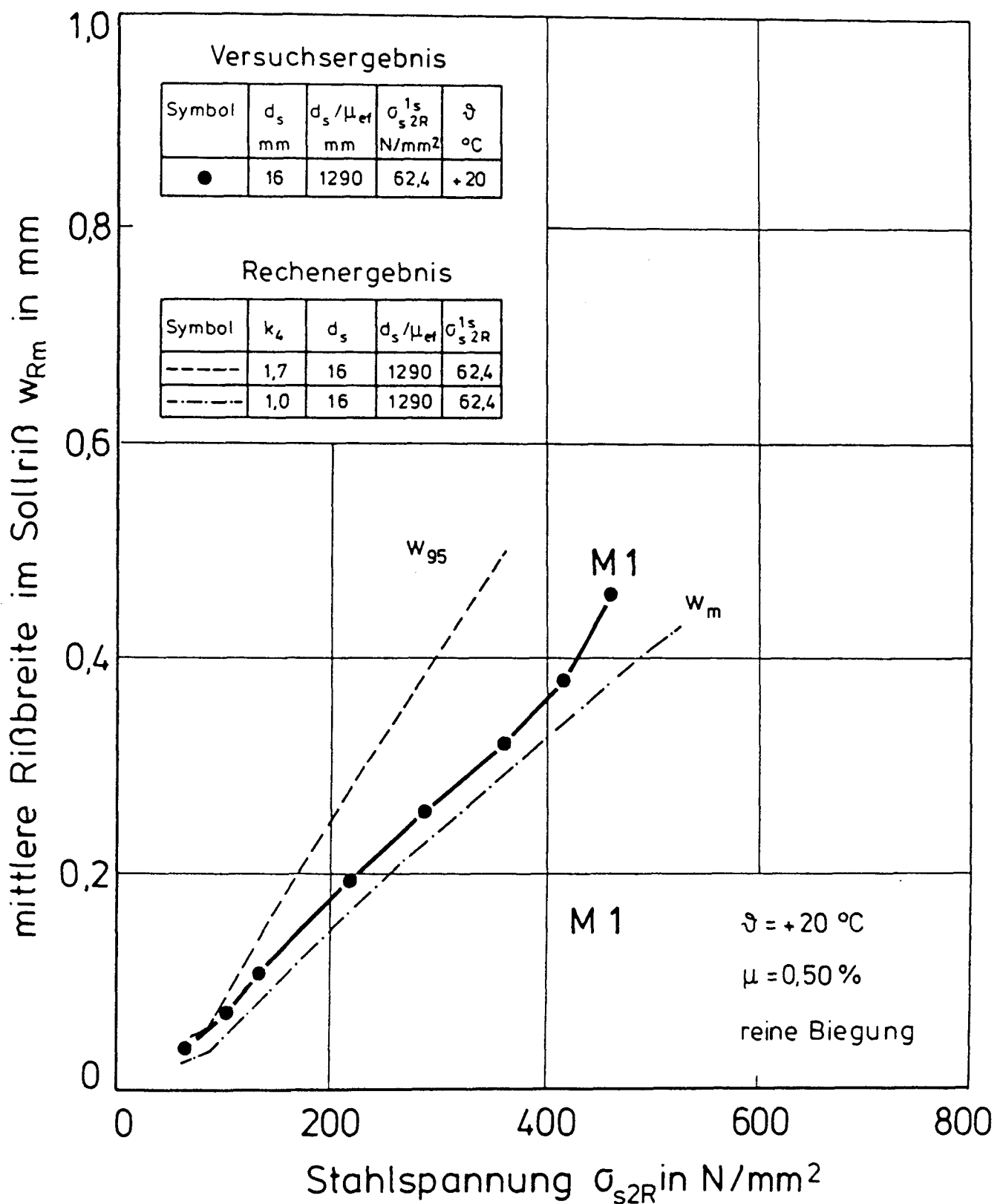


Bild 6.17: Rißbreite des Versuchskörpers M 1 ( $\vartheta = +20\text{ °C}$ ,  $\mu = 0,50\%$ , reine Biegung). Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

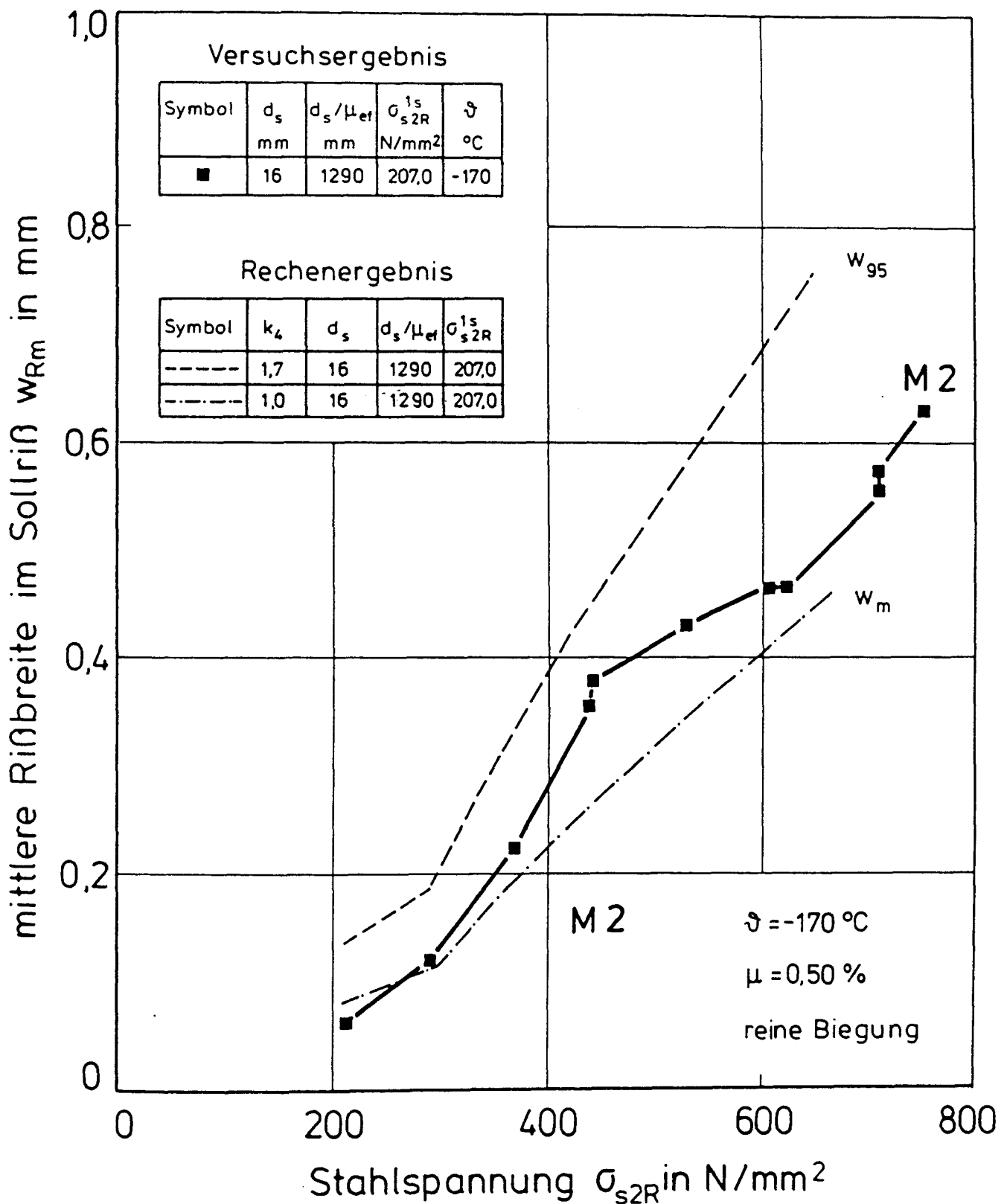


Bild 6.18: Rißbreite des Versuchskörpers M 2 ( $\vartheta = -170\text{ °C}$ ,  $\mu = 0,50\text{ \%}$ , reine Biegung). Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

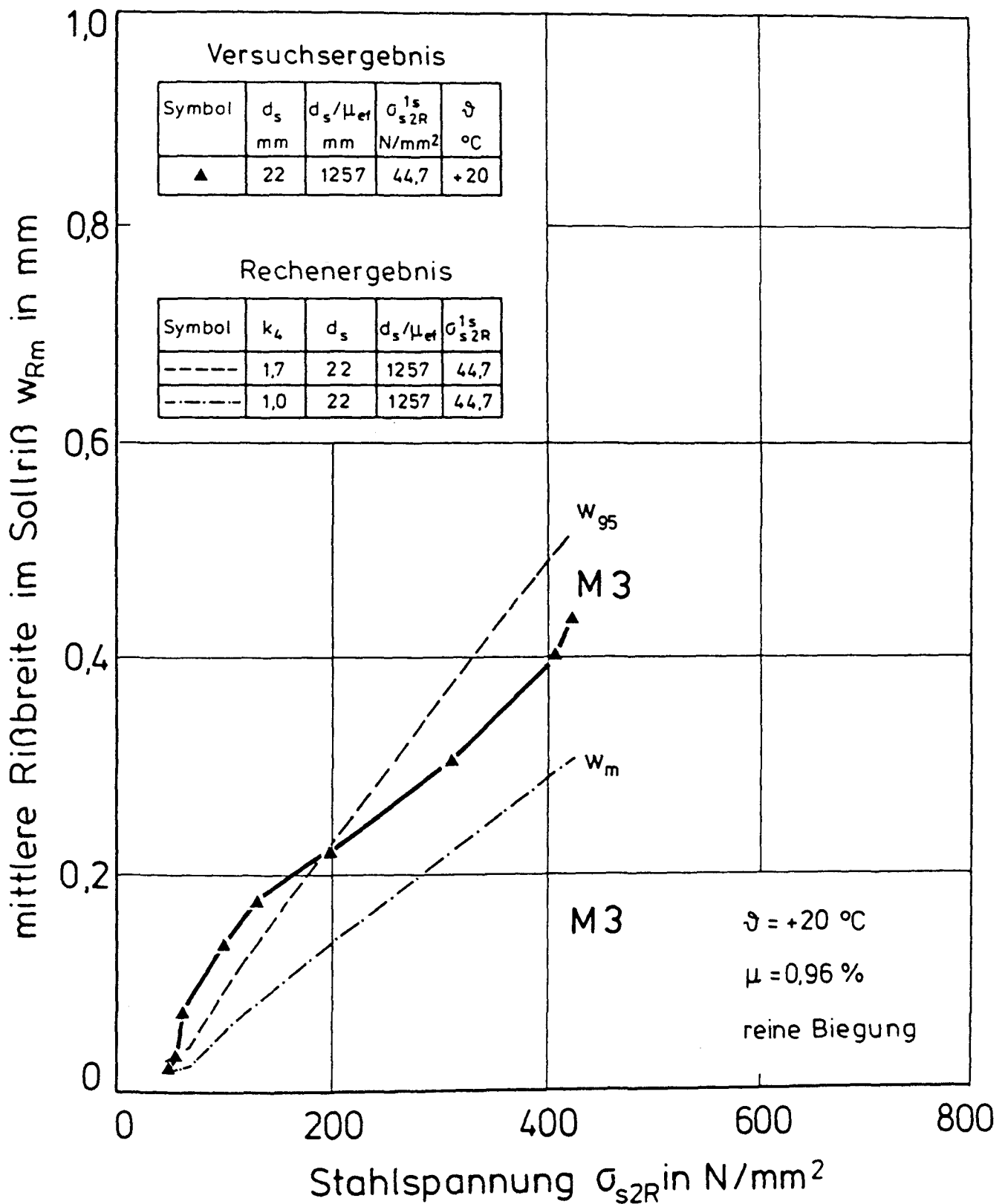


Bild 6.19: Rißbreite des Versuchskörpers M 3 ( $\vartheta = +20\text{ °C}$ ,  $\mu = 0,96\text{ \%}$ , reine Biegung). Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

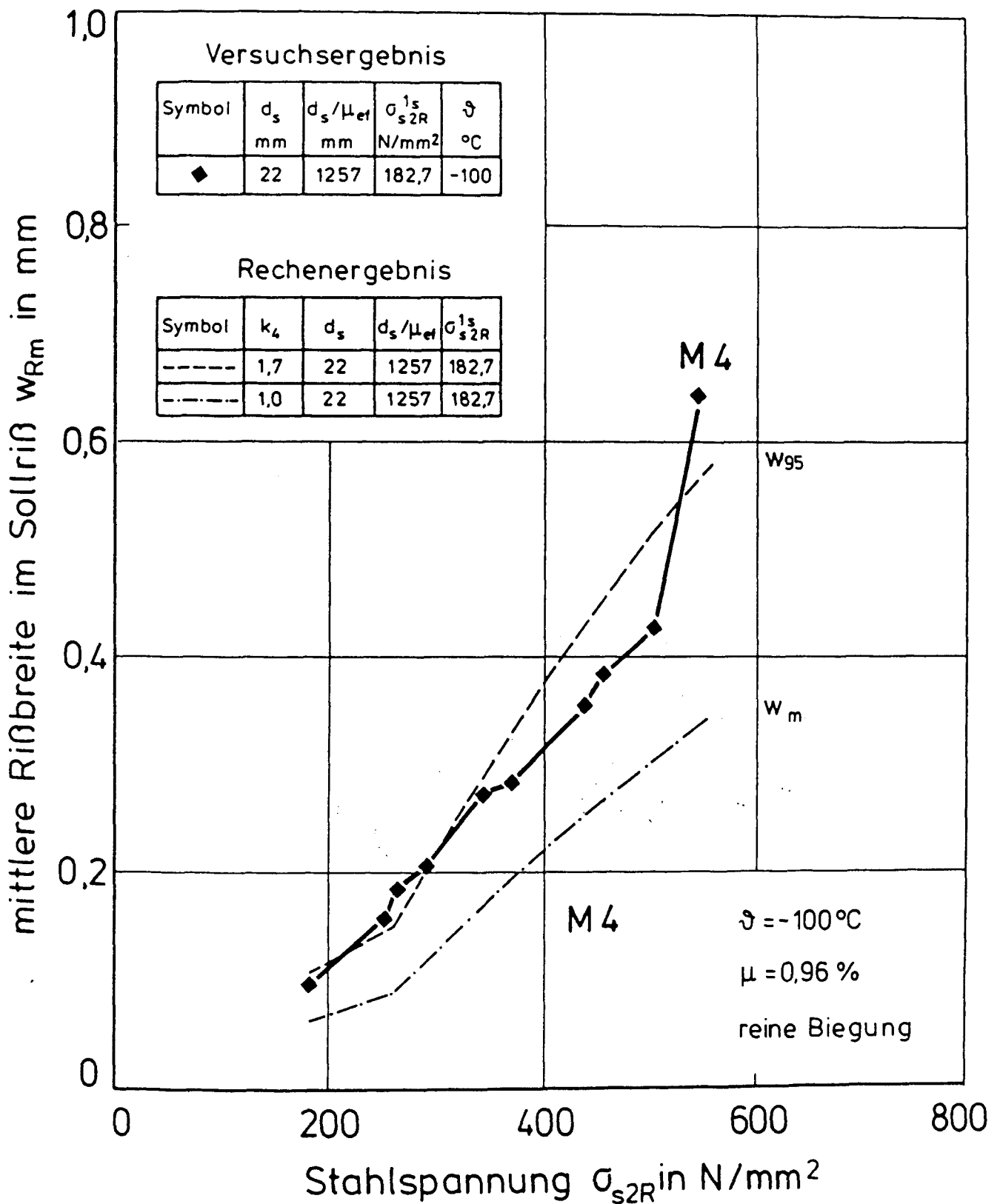


Bild 6.20: Rißbreite des Versuchskörpers M 4 ( $\vartheta = -100\text{ °C}$ ,  $\mu = 0,96\text{ \%}$ , reine Biegung). Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

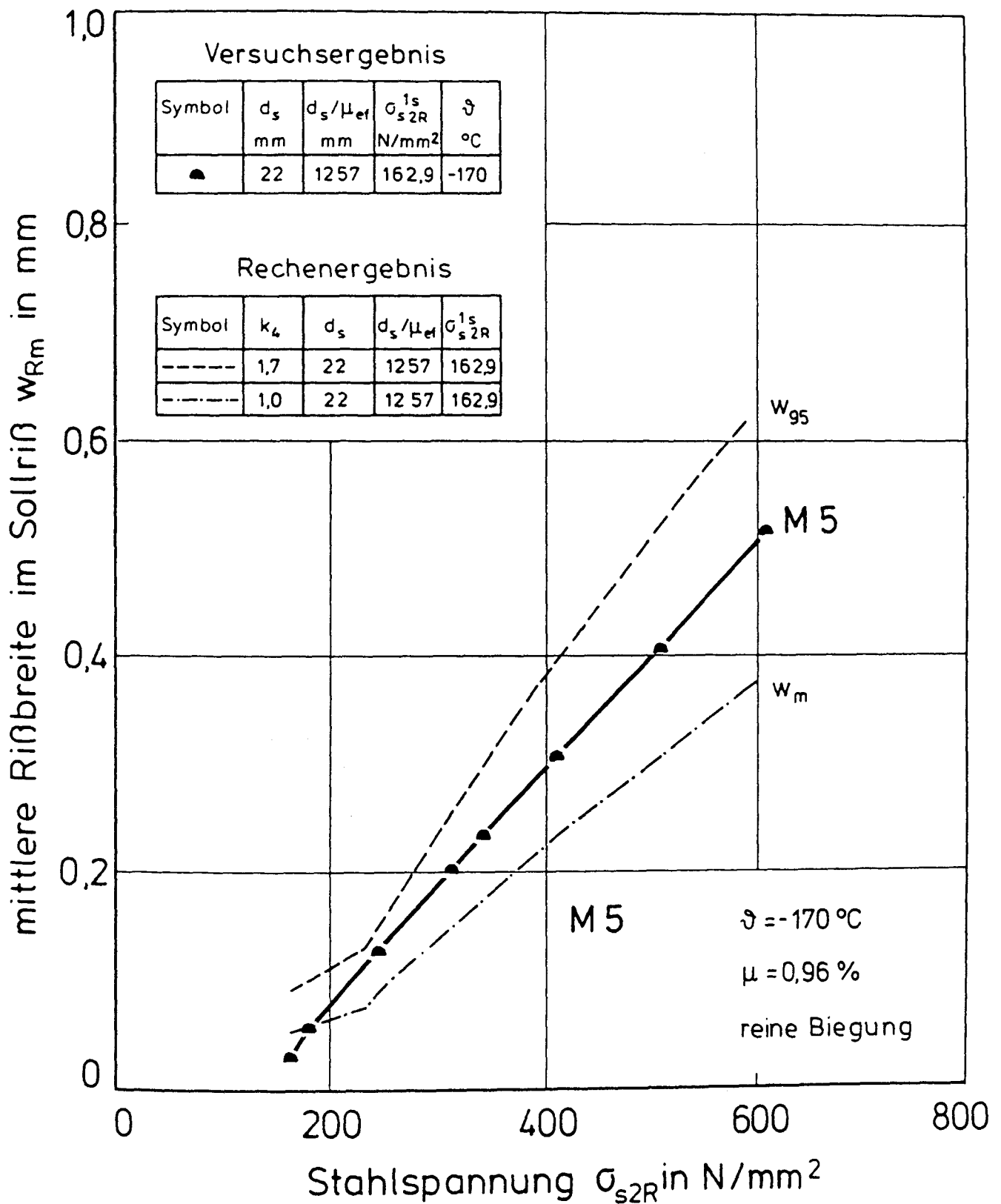


Bild 6.21: Rißbreite des Versuchskörpers M 5 ( $\vartheta = -170\text{ °C}$ ,  $\mu = 0,96\text{ ‰}$ , reine Biegung). Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

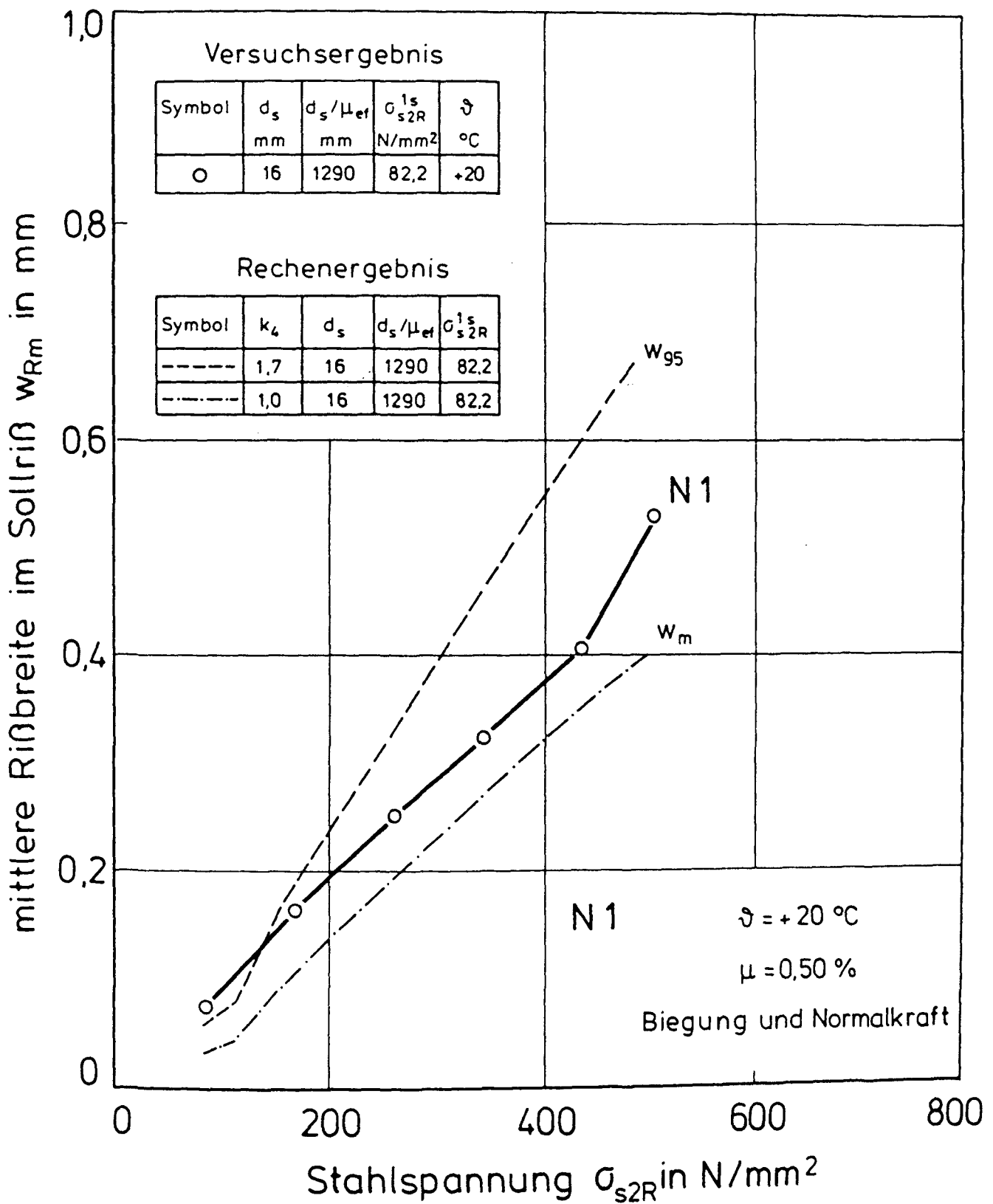


Bild 6.22: Rißbreite des Versuchskörpers N 1 ( $\vartheta = +20\text{ °C}$ ,  $\mu = 0,50\text{ ‰}$ , Biegung und Normalkraft). Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

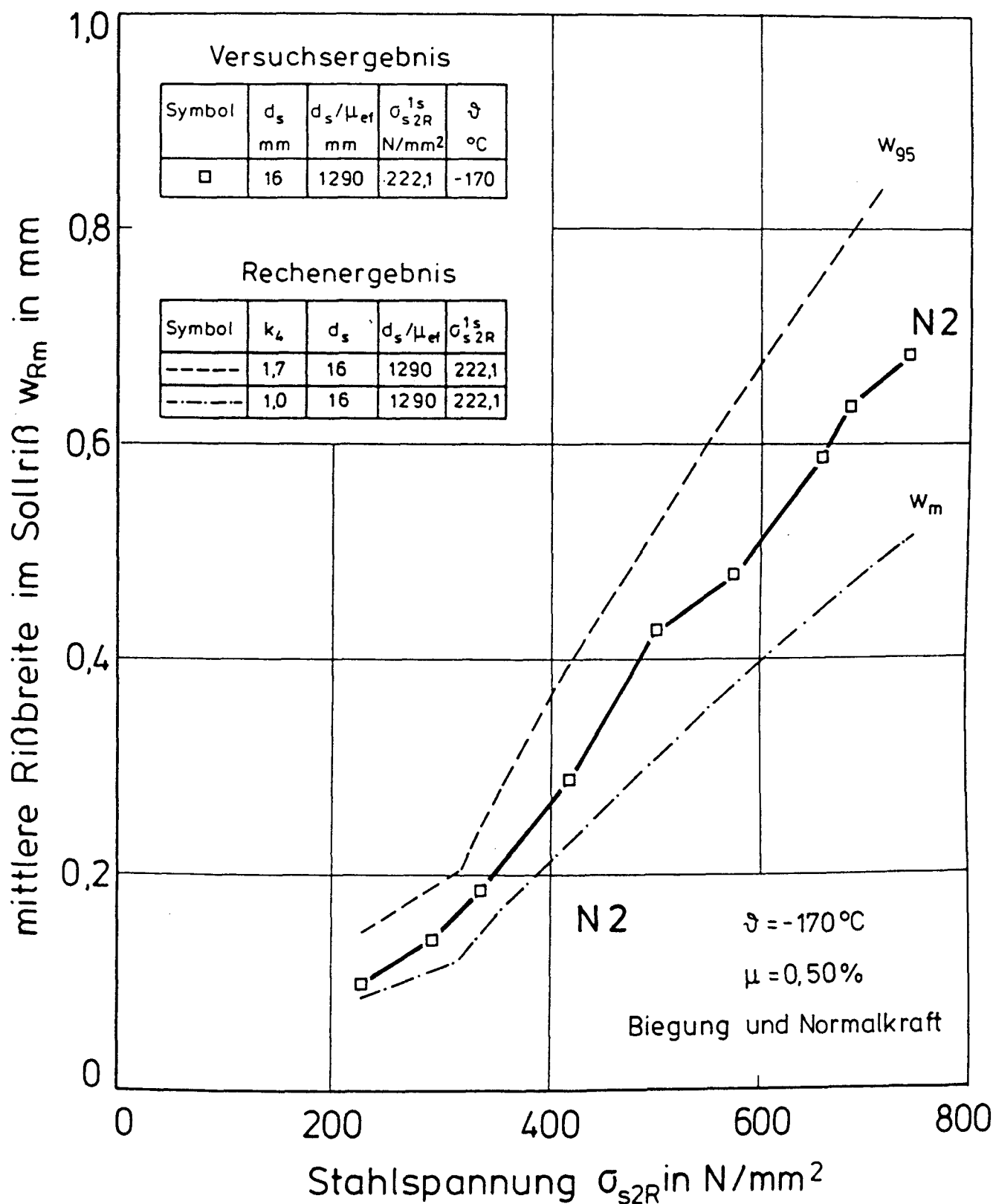


Bild 6.23: Rißbreite des Versuchskörpers N 2 ( $\vartheta = -170^\circ\text{C}$ ,  $\mu = 0,50\%$ , Biegung und Normalkraft). Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis



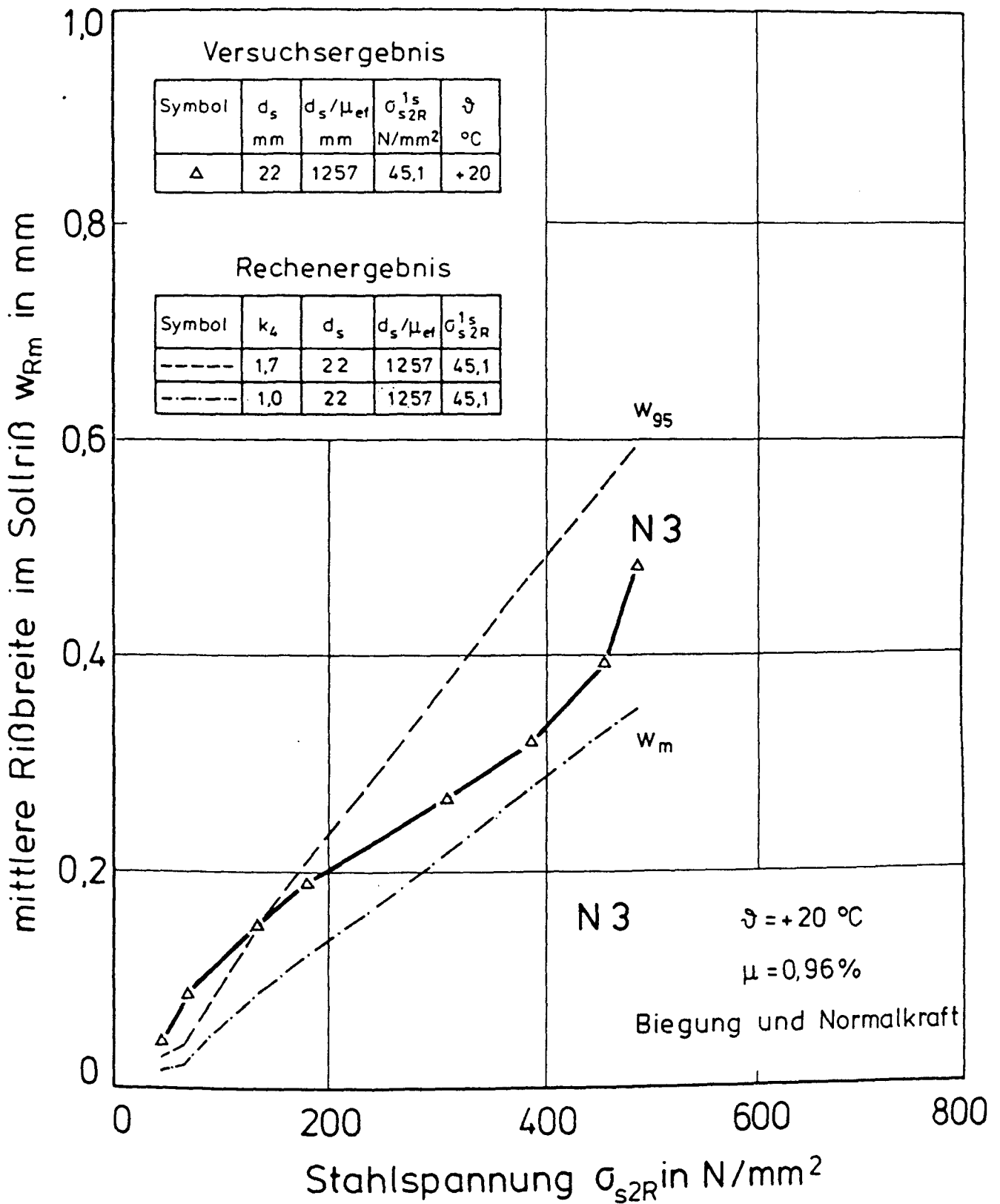


Bild 6.24: Rißbreite des Versuchskörpers N 3 ( $\vartheta = +20\text{ °C}$ ,  $\mu = 0,96\%$ , Biegung und Normalkraft). Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

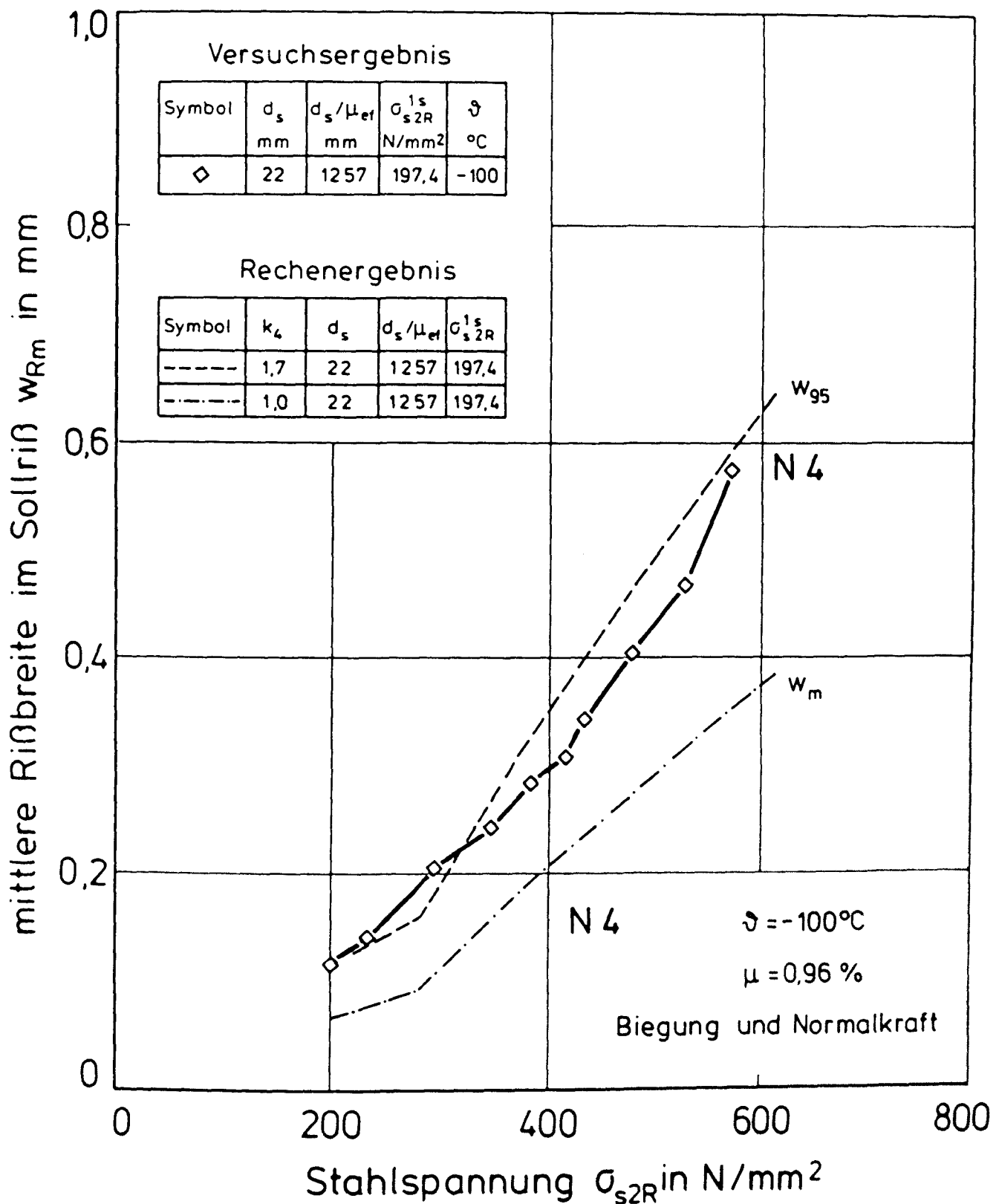


Bild 6.25: Rißbreite des Versuchskörpers N 4 ( $\vartheta = -100^\circ\text{C}$ ,  $\mu = 0,96 \%$ , Biegung und Normalkraft). Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

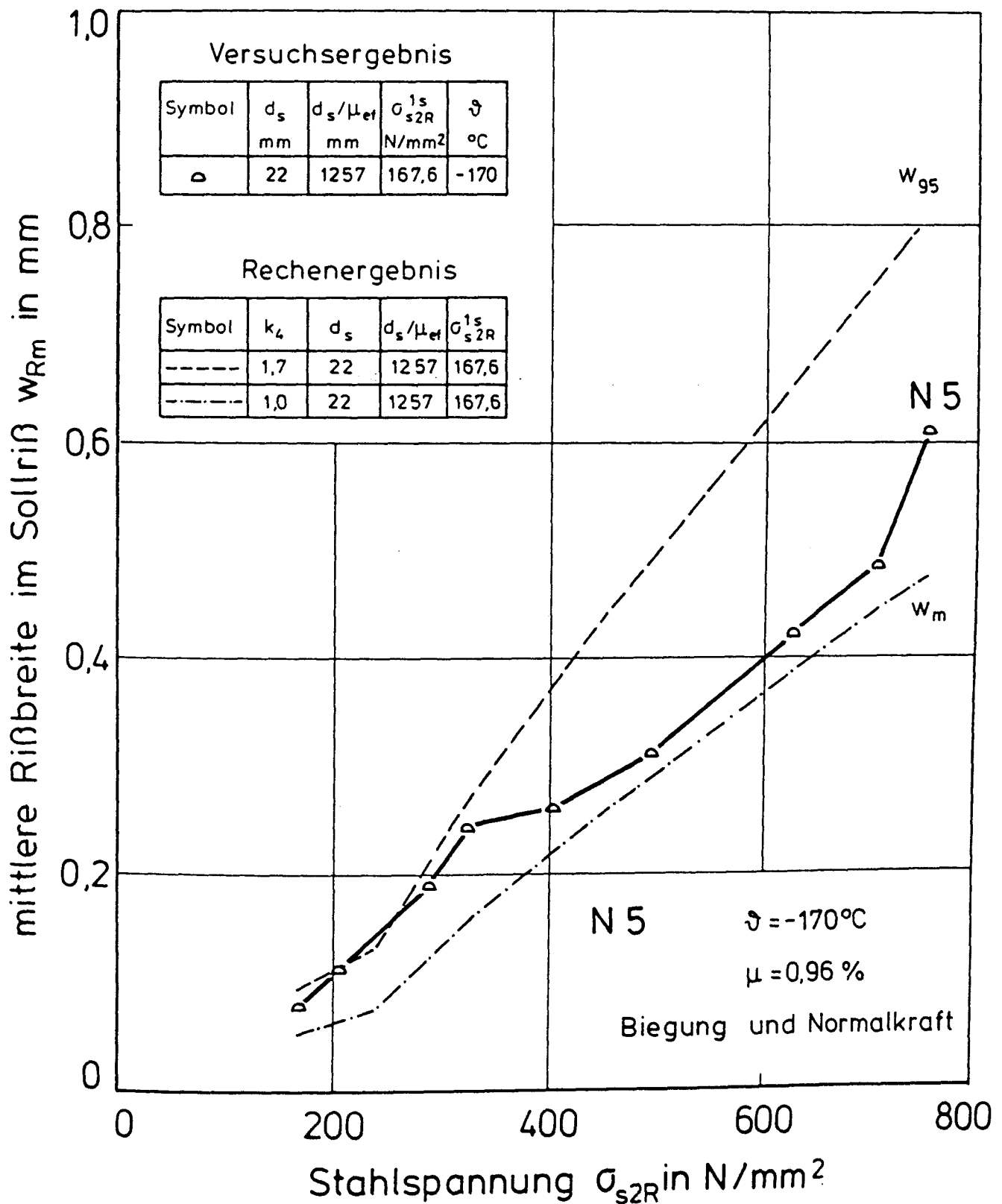


Bild 6.26: Rißbreite des Versuchskörpers N 5 ( $\vartheta = -170^\circ\text{C}$ ,  $\mu = 0,96 \%$ , Biegung und Normalkraft). Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

